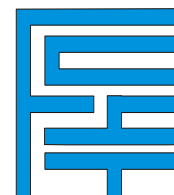


UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE FUNDACIONES I

“TEXTO ALUMNO”

Trabajo Dirigido, Por Adscripción Presentado Para Optar al Diploma Académico de:
Licenciatura en Ingeniería Civil.

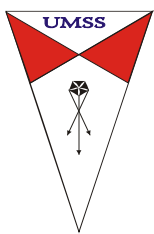
Presentado por:

LISBETH CARMIÑA CAMACHO TORRICO
GABRIELA SEMPERTEGUI TAPIA

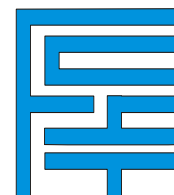
Tutor:

Ing. MSc. Martín Duchén Ayala

COCHABAMBA - BOLIVIA
Abril del 2009



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE FUNDACIONES I

“TEORÍA TEXTO ALUMNO”

Trabajo Dirigido, Por Adscripción Presentado Para Optar al Diploma Académico de:
Licenciatura en Ingeniería Civil.

Presentado por:

LISBETH CARMIÑA CAMACHO TORRICO
GABRIELA SEMPERTEGUI TAPIA

Tutor:

Ing. MSc. Martín Duchén Ayala

COCHABAMBA - BOLIVIA
Abril del 2009

DEDICATORIA

*Sin lugar a dudas a mis padres, Policarpio Camacho y Rosalía
Torrico por apoyarme y haber confiado en mí siempre, por inculcar
en mí la perseverancia para cumplir con mis metas e ideales, por
su comprensión y apoyo incondicional
¡Padres como ellos merecen ser honrados! ¡Los honro!*

Lisbeth Carmiña Camacho Torrico

*A mis padres, Jaime Sempertegui y Elcina Tapia,
quienes han sido mis primeros maestros y ante todo mis amigos,
por inculcar en mí los buenos valores,
por brindarme su amor y apoyo incondicional siempre.*

Gabriela Sempertegui Tapia

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darnos luz y guía espiritual para nuestro crecimiento tanto intelectual como moral.

A nuestros padres por el amor que nos brindaron, sus desvelos, sus sacrificios, su amistad y por su ejemplo de amor y paciencia.

A nuestros hermanos por la ayuda que nos compartieron.

Al Ing. MSc. Martin Duchén por creer en nosotras, por su disposición de tiempo y ayudarnos a que sea posible este proyecto.

A los docentes por sus consejos y enseñanzas, haciendo de nosotras personas de bien.

A la Universidad Mayor de San Simón, por abrirnos las puertas y cobijarnos hasta la culminación de nuestros estudios.

A todos nuestros amigos que nos ayudaron y nos apoyaron cuando el camino parecía infinito, impulsándonos a culminar esta parte de nuestras aspiraciones.

¡¡Muchas Gracias!!

FICHA RESUMEN

El presente Trabajo de Adscripción pretende mejorar los métodos de enseñanza y aprendizaje de la asignatura de “Fundaciones I” de la carrera de Ingeniería Civil, a través de la implementación de cuatro instrumentos de modernización académica, con las que el estudiante pueda adquirir conocimiento y un mejor aprovechamiento bajo supervisión del docente. Estos instrumentos son:

A. Un Texto Guía, desarrollado en un formato que permite al estudiante una lectura sencilla y un mejor entendimiento; presenta un lenguaje adecuado al nivel de formación del estudiante de noveno semestre. Es un instrumento académico y didáctico que contiene temas adaptables para la modelación y diseño de fundaciones, incluyendo ejemplos.

B. Guía de Proyectos, con el fin de mejorar el aprovechamiento del estudiante, se presentan cinco guías de elaboración de proyectos comprendidos en el plan global de la materia, los cuales son: zapatas de fundación, zapatas combinadas, vigas de fundación, losa de fundación y losa con vigas de fundación, las mismas que se encuentran relacionados con los temas elaborados en el Texto Guía.

C. Un texto desarrollado expresamente para uso del docente de la materia, con el fin de hacer didácticas las clases, donde el alumno pueda participar y aportar con ideas. El texto docente, contiene el plan global de la materia de manera que el docente organice óptimamente el desarrollo del temario.

D. Se presenta un CD, en el cuál se encuentra todo el trabajo de Adscripción anteriormente mencionado.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
FICHA RESUMEN	iii
ÍNDICE GENERAL	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
 CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA DE FUNDACIONES	 1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. DEFINICIÓN FUNDACIONES SUPERFICIALES.	2
1.3. ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES.	2
1.4. ENSAYOS DE CAMPO.	2
1.4.1. Ensayo de penetración estándar(SPT).	2
1.4.2. Ensayo de placa de carga.....	6
1.4.3. Ensayo de penetración de cono(CPT).....	8
1.5. TIPOS DE FUNDACIONES SUPERFICIALES.	9
1.3.1. Zapatas de fundación	10
1.3.2. Vigas de fundación.	10
1.3.3. Losas de fundación.	10
 CAPÍTULO 2 CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA Y COEFICIENTE DE BALASTO	 12
2.1. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA PARA FUNDACIONES SUPERFICIALES.....	12
2.2. MODOS DE FALLA AL CORTE EN EL SUELO.	12
2.2.1. Falla de corte general.....	12
2.2.2. Falla de corte local.....	13
2.2.3. Falla de corte por punzonamiento.....	14
2.3. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA	16
2.3.1. Métodos empíricos.	16
2.3.1.1. Determinación de la capacidad última de carga a partir de ensayo de placa de carga.....	17
2.3.1.2. Determinación de la capacidad última de carga en arenas a partir el (SPT).....	21
2.3.1.3. Determinación de la capacidad última de carga a partir el ensayo (CPT)	22
2.3.2. Métodos semi-empíricos.....	23
2.3.2.1. Teoría de la capacidad de carga según Terzaghi	23
2.3.2.2. Teoría de la capacidad de carga según Meyerhoff.....	27
2.3.2.3. Teoría de la capacidad de carga según Hansen.....	30
2.3.2.4. Teoría de la capacidad de carga según Vesic.....	34
2.3.2. Criterios para la eleccion de la ecuacion adecuada en la determinación de la capacidad de carga.	37
2.4. MODIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO.....	37
2.4.1. Condiciones drenadas.	39
2.4.2. Condiciones no drenadas	39
2.5. EFECTOS DE LA COMPRESIBILIDAD DEL SUELOS.	39
2.6. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA PARA FUNDACIONES RECTANGULARES CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE	40
2.6.1. Método de Meyerhoff.....	40
2.6.2. Método de Prakash y Saran.	42
2.6.3. Método de Highter y Anders.	42

2.6.4. Método de Hansen y Vesic.....	49
2.7. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA PARA FUNDACIONES SOBRE SUELOS ESTRATIFICADOS	51
2.7.1. Estrato de suelo fuerte sobre estrato de suelo débil.	51
2.7.2. Estrato de suelo débil sobre estrato de suelo fuerte.	58
2.8. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA PARA FUNDACIONES SOBRE TALUD	60
2.9. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA DE FUNDACIONES SOBRE ROCA	64
2.10. FACTOR DE SEGURIDAD PARA DISEÑAR FUNDACIONES SUPERFICIALES	65
2.11. CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO.....	67
2.12. COEFICIENTE DE BALASTO.....	67
2.12.1. Definición del coeficiente de balasto.....	67
2.12.2. Obtención del coeficiente de balasto según el ensayo de placa de carga.....	68
2.12.3. Coeficiente de balasto obtenido mediante los módulos de elasticidad.	70
2.12.4. Coeficiente de balasto obtenido mediante la capacidad última de carga.	70
2.12.5. Coeficiente de balasto obtenido según el ensayo (SPT).	71
2.12.6. Coeficiente de balasto obtenido según la clasificación del suelo	72
2.13. RELACIÓN ENTRE CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA Y COEFICIENTE DE BALASTO	72
2.14. EJERCICIOS DE APLICACIÓN.....	74
CAPÍTULO 3. ZAPATAS DE FUNDACIÓN.....	77
3.1. INTRODUCCIÓN.....	77
3.2. EFECTOS DE CARGAS EXCÉNTRICAS.	77
3.2.1. Caso I ($e=0$).	79
3.2.2. Caso II ($e < A/6$).	80
3.2.3. Caso III ($e = A/6$).	80
3.2.4. Caso IV ($e > A/6$).	81
3.3. ZAPATAS CÉNTRICAS.	81
3.4. ZAPATAS AISLADAS CÉNTRICAS.	81
DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CÉNTRICAS	83
3.4.1. Dimensionamiento en planta.	83
3.4.2. Dimensionamiento en elevación.....	84
3.4.2.1. Verificación de corte por punzonamiento	84
3.4.2.2. Verificación de corte por flexión	86
3.4.3. Transferencia de esfuerzos.	87
3.4.6. Cálculo de refuerzo de acero por flexión	87
3.4.5. Adherencia y desarrollo en barras	89
3.4.7. Detalle de armado de una zapata aislada	90
3.5. ZAPATAS DE MEDIANERÍA NO CONECTADA.	91
DISEÑO DE ZAPATA DE MEDIANERÍA NO CONECTADA.....	93
3.5.1. Dimensionamiento en planta.	93
3.5.2. Dimensionamiento en elevación.....	94
3.5.2.1. Verificación de corte por punzonamiento	94
3.5.2.2. Verificación de corte por flexión	95
3.5.3. Transferencia de esfuerzos	96
3.5.4. Cálculo de refuerzo de acero por flexión	96
3.5.5. Adherencia y desarrollo en barras	97
3.5.7. Detalle de armado de una zapata de medianería no conectada	98
3.6. ZAPATAS DE MEDIANERÍA CONECTADA	99
DISEÑO DE ZAPATA DE MEDIANERÍA CONECTADA	100
3.6.1. Dimensionamiento en planta.	100
3.6.2. Predimensionado de la viga.....	101
3.6.3. Dimensionamiento en elevación.....	102
3.6.3.1. Verificación de corte por flexión	102
3.6.4. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en las zapatas	103
3.6.5. Adherencia y desarrollo en barras	104
3.6.6. Análisis de esfuerzo en la viga	104

3.6.7. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la viga .	105
3.6.8. Cálculo de refuerzo de acero por corte en la viga .	105
3.6.9. Detalle de armado de una zapata de medianería conectada .	106
3.7. ZAPATAS DE ESQUINA NO CONECTADA .	107
DISEÑO DE ZAPATA DE ESQUINA NO CONECTADA .	107
3.7.1. Dimensionamiento en planta. .	107
3.7.2. Dimensionamiento en elevación.....	108
3.7.2.1. Verificación de corte por punzonamiento .	108
3.7.2.2. Verificación de corte por flexión	109
3.7.3. Transferencia de esfuerzos	110
3.7.4. Cálculo de refuerzo de acero por flexión	110
3.7.5. Adherencia y desarrollo en barras .	111
3.7.7. Detalle de armado de una zapata de medianería no conectada .	111
3.8. ZAPATAS DE ESQUINA CONECTADA.....	112
DISEÑO DE ZAPATA DE ESQUINA CONECTADA .	113
3.8.1. Cálculo de las resultantes.	113
3.8.2. Dimensionamiento en planta.	114
3.8.3. Dimensionamiento en elevación.....	114
3.8.3.1. Verificación de corte por punzonamiento .	114
3.8.3.2. Análisis de esfuerzo en la viga .	116
3.8.3.3. Verificación de corte por flexión en la zapata	117
3.8.4. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la viga de unión	117
3.8.5. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la zapatas	118
3.8.6. Cálculo de refuerzo de acero por corte en la viga	118
3.8.7. Detalle de armado de una zapata de esquina conectada	119
3.9. ZAPATAS COMBINADAS	121
DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADA.....	122
3.9.1. Dimensionamiento en planta.	122
3.9.1.1. Zapata combinada rectangular	122
3.9.1.2. Zapata combinada trapezoidal .	123
3.9.1.3. Zapata combinada en forma de T	124
3.9.2. Análisis de esfuerzos .	124
3.9.3. Dimensionamiento en elevación.....	125
3.9.3.1. Verificación de corte por flexión	125
3.9.3.2. Verificación de corte por punzonamiento	126
3.9.4. Transferencia de esfuerzos	126
3.9.5. Cálculo de refuerzo de acero por flexión	127
3.9.6. Detalle de armado de una zapata combinadas .	128
3.10. ZAPATAS RETRANQUEADAS A UN LADO.....	129
DISEÑO DE ZAPATA RETRANQUEADA A UN LADO	131
3.10.1. Dimensionamiento en planta.	131
3.10.2. Dimensionamiento en elevación.....	131
3.10.3.. Verificación de corte por flexión	131
3.10.4. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la zapatas	132
3.10.5. Adherencia y desarrollo en barras .	133
3.10.6. Análisis de esfuerzo en la viga .	133
3.10.7. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la viga .	134
3.10.8. Cálculo de refuerzo de acero por corte en la viga	135
3.10.9. Detalle de armado de una zapata retranqueada a un lado .	136
3.11. ZAPATAS RETRANQUEADAS A AMBOS LADOS	137
DISEÑO DE ZAPATA RETRANQUEADA A AMBOS LADOS.....	138
3.11.1. Dimensionamiento en planta.	138
3.11.2. Dimensionamiento en elevación.....	139
3.11.1.1. Verificación de corte por flexión.....	139
3.11.3. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la zapatas	140
3.11.4. Adherencia y desarrollo en barras .	140

3.11.5. Análisis de esfuerzo en la viga .	140
3.11.6. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la viga .	141
3.11.7. Cálculo de refuerzo de acero por corte en la viga .	141
3.11.8. Detalle de armado de una zapata retranqueada a un lado .	142
3.12. EJERCICIOS RESUELTOS	143
3.13. EJERCICIOS PROPUESTOS	155
CAPÍTULO 4 VIGAS DE FUNDACIÓN	158
4.1. INTRODUCCIÓN	158
4.2. EFECTOS DE CARGA EXCÉNTRICAS SOBRE VIGAS DE FUNDACIÓN	159
4.2.1. Caso I ($e=0$).	160
4.2.2. Caso II ($e<A/6$)	161
4.2.3. Caso III ($e=A/6$).	162
4.2.4. Caso IV ($e>A/6$).	162
4.3. VIGAS DE FUNDACIÓN EN UNA DIRECCIÓN	163
4.4. MÉTODOS DE DISEÑO DE VIGAS DE FUNDACIÓN EN UNA DIRECCIÓN.	163
4.4.1. Método rígido convencional.	163
DISEÑO DE UNA VIGA DE FUNDACIÓN POR EL MÉTODO RÍGIDO	164
4.4.1.1 Dimensionamiento en planta.	165
4.4.1.2. Dimensionamiento en elevación.	166
4.4.1.2.1. Verificación de corte por flexión	166
4.4.1.3. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la fundación .	167
4.4.1.4. Adherencia y desarrollo en barras .	167
4.4.1.5. Análisis de esfuerzo en la viga .	168
4.4.1.6. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la viga .	168
4.4.1.7. Cálculo de refuerzo de acero por corte en la viga .	169
4.4.2. Método flexible o sobre lecho elástico.	170
DISEÑO DE UNA VIGA DE FUNDACIÓN POR EL MÉTODO FLEXIBLE	170
4.4.2.1. Modelo estructural para el análisis de esfuerzo en la viga sobre lecho elástico.	171
4.5. VIGAS EN DOS DIRECCIONES	172
4.6. MÉTODOS DE DISEÑO DE VIGAS DE FUNDACIÓN EN DOS DIRECCIONES	174
4.6.1. Diseño de vigas de fundación en dos direcciones por el método rígido convencional.	174
4.6.1.1 Dimensionamiento en planta.	175
4.6.1.2. Análisis de presiones	176
4.6.1.3. Dimensionamiento en elevación de las zapatas de todas las vigas	177
4.6.1.4. Análisis de esfuerzo en la viga .	177
4.6.1.5. Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la viga .	177
4.6.1.6. Cálculo de refuerzo de acero por corte en la viga .	177
4.6.1.7. Cálculo de refuerzo de acero por torsión en las vigas secundarias .	178
4.6.2. Diseño de vigas de fundación en dos direcciones por el método flexible o sobre lecho elástico.	178
4.6.2.1 Dimensionamiento en planta.	179
4.6.2.3. Dimensionamiento en elevación de las zapatas de todas las vigas	179
4.6.2.4. Análisis de esfuerzo del emparrillado	179
4.7. DETALLE DE ARMADO DE LA VIGA EN UNA DIRECCIÓN	181
4.8. DETALLE DE ARMADO DE LA VIGA EN DOS DIRECCIÓN	182
4.9. EJERCICIOS RESUELTOS	183
4.9. EJERCICIOS PROPUESTOS	196
CAPÍTULO 5 LOSAS DE FUNDACIÓN	200
5.1. INTRODUCCIÓN	200
5.2. MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS DE FUNDACIÓN.	201
5.3. DISEÑO DE LOSAS DE FUNDACIÓN DE CANTO CONSTANTE POR EL MÉTODO RÍGIDO	202
5.3.1. Dimensionamiento en planta.	203
5.3.1.1. Ubicación de la resultante	203
5.3.1.2. Análisis de presiones	204
5.3.2. Dimensionamiento en elevación	205

5.3.2.1. Verificación de corte por punzonamiento	205
5.3.2.2. Verificación de la rigidez de la losa	208
5.3.3. Análisis de esfuerzos	210
5.3.4. Cálculo del refuerzo de acero por flexión para todas las franjas	210
5.3.5. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga.....	210
5.4. DISEÑO DE LOSAS DE FUNDACIÓN POR EL MÉTODO FLEXIBLE O LECHO ELÁSTICO .	211
5.4.1. Dimensionamiento en planta.	212
5.4.1.1. Ubicación de la resultante.....	212
5.4.1.2. Análisis de presiones	212
5.4.2. Dimensionamiento en elevación.....	212
5.4.2.1. Verificación de corte por punzonamiento	212
5.4.2.2. Verificación de la rigidez de la losa	212
5.4.3. Análisis de esfuerzos	212
5.5. EJERCICIOS RESUELTOS	215
5.6. EJERCICIOS PROPUESTOS	224
 CAPÍTULO 6 LOSAS CON VIGAS DE FUNDACIÓN.....	 226
6.1. INTRODUCCIÓN.....	226
6.2. LOSA DE FUNDACIÓN CON VIGAS EN UNA DIRECCIÓN.	226
6.2.1. Ubicación de la resultante.....	227
6.2.2. Análisis de presiones.	228
6.2.3. Dimensionamiento en elevación.....	229
6.2.3.1. Verificación de corte por punzonamiento	229
6.2.4. Análisis de esfuerzos	231
6.2.5. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la losa	232
6.2.6. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga	232
6.2.6. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga.....	233
6.3. LOSA DE FUNDACIÓN CON VIGAS EN DOS DIRECCIONES.....	234
6.3.1. Ubicación de la resultante.....	234
6.3.2. Análisis de presiones.	235
6.3.3. Dimensionamiento en elevación.....	235
6.3.3.1. Verificación de corte por punzonamiento	235
6.3.4. Análisis de esfuerzos	236
6.3.5. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la losa	237
6.3.6. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga	237
6.3.6. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga.....	237
6.4. EJERCICIOS RESUELTOS	239
6.4. EJERCICIOS PROPUESTOS	243
 ANEXOS	
ANEXO A ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES	245
ANEXO B TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS	250
ANEXO C ADHERENCIA Y DESARROLLO EN BARRAS	254
ANEXO E GUÍA DE PROYECTO_ZAPATAS AISLADAS	257
ANEXO E GUÍA DE PROYECTO_ZAPATAS COMBINADAS	277
ANEXO F GUÍA DE PROYECTO_VIGAS DE FUNDACIÓN	301
ANEXO G GUÍA DE PROYECTO_LOSAS DE FUNDACIÓN	338
ANEXO H GUÍA DE PROYECTO_LOSA DE FUNDACIÓN CON VIGAS EN UNA DIRECCIÓN	360

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Cuchara muestreadora para ensayo SPT.....	3
Figura 1.2. Montaje del ensayo de penetración estándar	4
Figura 1.3. Montaje de equipo para el ensayo de carga de placa	6
Figura 1.4 Gráfica carga deformación	8
Figura 1.5 Penetrómetro de cono de fricción mecánico	9
Figura 1.6 Penetrómetro de cono de fricción eléctrico.....	9
Figura 1.7 Equipo ensayo CPT	9
Figura 1.8 Tipos de fundaciones superficiales.....	11
Figura 2.1. Falla al corte general de un suelo.	12
Figura 2.2. Falla al corte local de un suelo.	14
Figura 2.3. Falla al corte por punzonamiento de un suelo.	15
Figura 2.4. Curva carga- asentamiento obtenida apartir del ensayo de carga de placa.....	17
Figura 2.5. Gráfica ensayo SPT.	22
Figura 2.6. Falla por capacidad de carga en el suelo (Método de Terzaghy)	24
Figura 2. 7. Método de Meyerhoff.....	28
Figura 2.8. Ecuación de Hansen.	31
Figura 2.9. Efecto del nivel freático en la capacidad ultima de carga.	38
Figura 2.10. Carga excéntrica en una fundación rectangular.	40
Figura 2.11. Excentricidad de carga en una dirección para fundaciones rectangulares.	41
Figura 2.12. Área efectiva para el caso I (Método Hightner y Anders).....	42
Figura 2.13. Área efectiva para el caso II (Método Hightner y Anders)	43
Figura 2.14. Gráfica e/L vs. L_1/L para el caso II (Método Hightner y Anders)	44
Figura 2.15. Gráfica e/L vs. L_2/L para el caso II (Método Hightner y Anders)	44
Figura 2.16. Área efectiva para el caso III (Método Hightner y Anders)	45
Figura 2.17. Gráfica e_B/L vs. B_1/B para el caso III (Método Hightner y Anders).....	46
Figura 2.18. Gráfica e_B/L vs. B_2/B para el caso III (Método Hightner y Anders).....	46
Figura 2.19. Área efectiva para el caso IV (Método Hightner y Anders)	47
Figura 2.20. Gráfica e/L vs. B_2/L para el caso IV(Método Hightner y Anders)	48
Figura 2.21. Gráfica e/L vs. L_2/L para el caso IV (Método Hightner y Anders)	48
Figura 2.22. Capacidad de carga de una fundación sobre suelo estratificado;suelo fuerte sobre suelo débil	51
Figura 2.23. Análisis de Meyerhof y Hanna para el caso de suelo fuerte sobre suelo débil	53
Figura 2.24. Fundación sobre suelo estratificado;suelo fuerte sobre suelo débil cuando H es grande	54
Figura 2.25. Análisis de Meyerhof y Hanna para el caso de arena fuerte sobre arcilla débil	55
Figura 2.26. Análisis de Meyerhof y Hanna para el caso de arena fuerte sobre arcilla débil	56
Figura 2.27. Análisis de Meyerhof y Hanna para la variación de c_2/c_1 con c_2/c_1	58
Figura 2.28. (a) Fundación emplazada en un estrato de suelo débil que se encuentra sobre un estrato de suelo fuerte,(b) variación de q_u con H/B (das,1999)	58
Figura 2.29. Fundaciones superficiales sobre talud	60
Figura 2.30. Factores de capacidad de carga Meyerhof $N_{\gamma q}$ para suelos granulares $c=0$	61
Figura 2.31. Factores de capacidad de carga Meyerhof N_{cq} para suelos puramente cohesivos	61
Figura 2.32. Diagrama esquemático de la zona de falla para el nivel de desplante y lejanía del talud.....	62
Figura 2.33. Valor teórico de $N_{\gamma q}(D/B=0)$ según Graham y otros.....	62
Figura 2.34. Valor teórico de $N_{\gamma q}(D/B=0.5)$ según Graham y otros.....	63
Figura 2.35. Valor teórico de $N_{\gamma q}(D/B=1)$ según Graham y otros.....	63
Figura 2.36. Relación entre presión y deformación del suelo.....	68
Figura 2.37. a) Detalle ensayo placa de carga b)Gráfica obtenida c)Idealización del comportamiento	69
Figura 2.38. Correlación entre SPT y el coeficiente de balasto.	71

Figura 3.1. Casos de excentricidad.....	78
Figura 3.2. Casos I ($e=0$).....	79
Figura 3.3. Casos II ($e<A/6$).....	79
Figura 3.4. Casos III ($e=A/6$).....	80
Figura 3.5. Casos IV ($e>A/6$).....	81
Figura 3.6. Tipos de zapatas aisladas	82
Figura 3. 7. Distribución de presiones.....	82
Figura 3.8. a)Falla de corte por punzonamiento b) Secciones críticas por cortante.....	84
Figura 3.9. Falla a cortante por flexión a)para el eje “x” b) para el eje “y”	86
Figura 3.10. Distribución de la armadura de flexión.....	88
Figura 3.11. Disposiciones frecuentes para las zapatas de medianería.	91
Figura 3.12. . a)Falla de corte por punzonamiento b) Secciones críticas por cortante.....	94
Figura 3.13. Falla a cortante por flexión a)para el eje “x” b) para el eje “y”.....	95
Figura 3.14. Zapata de medianería conectada con una viga centradora	99
Figura 3.15. Esquema de zapata de medianería conectada.....	100
Figura 3.16. Esquema de cálculo de la viga centradora (zapata de medianería conectada)	104
Figura 3.17. Zapata de esquina	107
Figura 3.18. Falla a cortante por Flexión a)para el eje “x” b) para el eje “y”.....	109
Figura 3.19. Zapatas de esquina conectada (elevación).....	112
Figura 3.20. Zapatas de esquina conectada (vista en planta).....	112
Figura 3.21. Análisis de esfuerzos para el eje “x”	116
Figura 3.22. Análisis de esfuerzos para el eje “y”	116
Figura 3.23. Zapatas Combinadas	121
Figura 3.24. Zapatas combinadas rectangulares.....	122
Figura 3.25. Zapatas combinadas trapezoidal.....	123
Figura 3.26. Zapatas combinadas en forma de T.....	124
Figura 2.27. Análisis de esfuerzos zapata combinada rectangular.....	125
Figura 3.28. Zapatas retranqueada a un lado	129
Figura 3.29. Análisis de esfuerzos zapatas retranqueada a un lado.....	129
Figura 3.30. Esquema de cálculo de la viga centradora.....	134
Figura 3.31. Zapatas retranqueada a ambos lado.....	137
Figura 3.32. Análisis de esfuerzos zapata retranqueada a ambos lados	140
 Figura 4.1. Vigas de fundación.	 158
Figura 4.2. Efecto de excéntrica en vigas de fundación.....	159
Figura 4.3. Casos I ($e=0$).....	160
Figura 4.4. Casos I ($e=0$) cuando $p_1>p_3>p_2>p_4$	161
Figura 4.5. Casos II ($e<L/6$).....	161
Figura 4.6. Casos III ($e=L/6$).....	162
Figura 4.7. Vigas de fundación en una dirección	163
Figura 4. 8. a) Hipótesis rígida b) Hipótesis flexible	164
Figura 4.9 Viga de fundación tipo.....	164
Figura 4.10. Esquema verificación a corte por flexión.	166
Figura 4.11. Diagrama de cortante y momento para lecho rígido.	168
Figura 4.12. Vigas de fundación sobre lecho elástico	170
Figura 4.13. Discretización de vigas de fundación sobre lecho elástico	171
Figura 4.14. Diagrama de cortante y momento para lecho flexible.....	172
Figura 4.15. Vigas de fundación en dos direcciones.....	172
Figura 4.16. Vigas de fundación en dos direcciones en elevación.....	173
Figura 4.17. Vigas de fundación en dos direcciones en planta.....	173
Figura 4.18. Vigas de fundación en dos direcciones.....	174
Figura 4.19. Modificación de la fundación para que “R” esté dentro del núcleo central.....	176
Figura 4.20. Resorte elástico en el método flexible	178
Figura 4.21. Modelo estructural para el análisis de esfuerzos.....	180
 Figura 5.1. Tipos comunes de losas de fundación.....	 201

<i>Figura 5.2. Comparación entre zapatas aisladas y losas de fundación</i>	201
<i>Figura 5.3. Losa de fundación de canto constante.....</i>	202
<i>Figura 5.4. Definición de áreas de corte en diferentes posiciones de columnas.....</i>	205
<i>Figura 5.5.División de franjas para la verificación de la rigidez.....</i>	208
<i>Figura 5.6. División de franjas para la verificación de la rigidez.....</i>	209
<i>Figura 5.7. Diagrama de corte y momento</i>	210
<i>Figura 5. 8. a) Principios de diseño por el método rígido; b) Principios de diseño por el método flexible ..</i>	211
<i>Figura 5.9 .Modelo matemático usado para el análisis de esfuerzos en el método elástico.</i>	212
<i>Figura 5.10. Áreas de influencia que varia según la posición del nudo.</i>	213
<i>Figura 5.11. Esquemas obtenidos del programa estructural (SAP-2000).</i>	207
<i>Figura 6.1.Losa con vigas de fundación.</i>	217
<i>Figura 6.2. Losa con vigas en una dirección</i>	218
<i>Figura 6.3. Modelo matemático usado para el analisis de esfuerzos en el método elástico</i>	222
<i>Figura 6.4. Losa con vigas en dos direcciones</i>	225

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Factores de corrección del ensayo de penetración estandar(SPT).....	5
Tabla 1.2. Factores de corrección entre consistencia del suelo y (SPT).....	5
Tabla 2.1. Ecuación general de Terzagui.....	25
Tabla 2.2. Factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzagui	26
Tabla 2.3. Factores modificados de capacidad de carga para la ecuación de Terzagui	27
Tabla 2.4. Ecuación general de Meyerhoff	28
Tabla 2.5. Factores de capacidad de carga para la ecuación de Meyerhoff	29
Tabla 2.6.a.. Ecuación de Hansen.....	30
Tabla 2.6.b. Factores para la ecuación general de Hansen.....	31
Tabla 2.7. Ecuaciones de Hansen para el caso general de carga inclinada.....	34
Tabla 2.8.a.. Ecuación de Vesic	35
Tabla 2.8.b. Factores para la ecuación general de Vesic	35
Tabla 2.9. Criterios para la elección de la ecuación en la determinación de la capacidad de carga.	37
Tabla 2.10. Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados por Dass(2001) para una fundación rectangular cargada excentricamente.....	49
Tabla 2.11. Factores de capacidad de carga recomendados por Das	50
Tabla 2.12. Ecuación de Terzagui para fundaciones sobre roca	64
Tabla 2.13. Clasificación del macizo rocoso según el índice RQD.....	64
Tabla 2.14. Capacidades admisibles en rocas	65
Tabla 2.15. Capacidades admisibles en rocas	65
Tabla 2.16. Guía para seleccionar el mínimo factor de seguridad para el diseño de fundaciones	66
Tabla 2.17. Resistencia admisible para diferentes tipos de suelos.....	67
Tabla 2.18. Correlación entre el tipo de suelo y el coeficiente de balasto.....	72
Tabla 2.19. Relación entre capacidad última de carga y coeficiente de balasto	73
Tabla 3.1. Ecuaciones para la verificación de corte por flexión zapata aislada	86
Tabla 3.2. Ecuaciones para la verificación de corte por flexión zapata de medianería no conectada.....	96
Tabla 3.3. Ecuaciones para la verificación de corte por flexión zapata de medianería conectada.....	102
Tabla 3.4. Ecuaciones para la verificación de corte por flexión zapata de esquina no conectada.....	110
Tabla 3.5. Ecuaciones para la verificación de corte por flexión zapata de esquina conectada.....	117
Tabla 3.6. Ecuaciones para la verificación de corte por flexión zapata retranqueadas a un lado.....	132

LISTA DE SÍMBOLOS

A = Ancho de la zapata.

A_0 = Área de la sección crítica para cortante

A_{req} = Área requerida de la zapata

A_s = Área de acero.

a, b = Largo y ancho de la columna respectivamente

B = Largo de la zapata.

b_0 = Perímetro de la sección crítica para cortante.

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

c = Cohesión.

c_b = Espaciamiento de las barras entre ejes.

D = Canto útil de la sección de la viga.

D_f = Profundidad de fundación.

D_R = Densidad relativa.

d = Canto útil de la zapata.

d_b = Diámetro nominal de la barra de acero.

f_a = Factor de transferencia de esfuerzos.

f_{au} = Factor admisible de transferencia de esfuerzos.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero.

h = Altura de la zapata.

k_i = Constante del resorte en el nodo i .

k_s = Coeficiente de balasto.

l_d = Longitud de adherencia.

M_i = Momentos máximos y mínimos.

M_x, M_y = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente.

P = Carga de servicio.

P_u = Carga mayorada que debe ser resistida por la zapata.

q_a = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo

R = Resultante de cargas.

r = Recubrimiento.

S = Asentamiento total de la fundación.

S_i = Asentamiento inmediato.

S_c = Asentamiento por consolidación.

S_s = Asentamiento por consolidación secundaria.

V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección "x" e "y" respectivamente.

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

v_u = Tensión cortante actuante en la zapata.

x_g, y_g = Coordenadas al centro de gravedad.

x_R, y_R = Coordenadas de la resultante.

δ = Deformación.

γ = Peso específico del suelo.



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN A LA INGENIERÍA DE FUNDACIONES

1.1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras de hormigón armado que se apoyan en el suelo, como ser edificios, puentes, etc., están formados básicamente por dos partes, la superior o superestructura y la inferior o fundación. De esto se puede concluir que las fundaciones, son elementos estructurales situados entre la superestructura y el suelo o roca que le servirá de base a la estructura.

Entonces la fundación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno, teniendo esta la función de distribuir las cargas provenientes de la superestructura al suelo en que descansa de manera que el suelo sea capaz de resistirlo, y no sufra asentamientos mayores a los permitidos por el análisis estructural.

Por lo tanto el suelo debe ser capaz de soportar cargas de cualquier estructura sin fallar a corte y con asentamientos admisibles (anexo A).

Dependiendo de la capacidad última de carga del suelo, se puede dividir las fundaciones en dos grandes tipos; fundaciones superficiales tema principal de nuestro texto y fundaciones profundas las últimas mucho más resistentes a cargas mayores, recomendadas cuando el suelo de soporte sea de una baja resistencia, son utilizadas para estructuras grandes como son los puentes y edificios altos.

1.2. FUNDACIONES SUPERFICIALES

Se conoce como fundación superficial o directa cuando el plano de asiento de las fundaciones se encuentra a poca profundidad.

Entendiendo por poca profundidad aquella que puede ser alcanzada con la excavación corriente de bajo costo y poca dificultad, sea por medios mecánicos o manuales (0.5 m. a 4 m).

Este tipo de fundaciones está limitado para edificaciones que transmiten al suelo cargas bajas, además supone una condición del suelo en contacto con el concreto de muy buena capacidad resistente de apoyo.

En resumen para un diseño satisfactorio, las fundaciones superficiales deben tener algunas características principales como ser:



- La fundación tiene que ser segura contra una falla por corte del suelo que la soporta.
- La fundación no debe presentar desplazamientos excesivos, es decir asentamientos excesivos. (El término “excesivo” es relativo, por que el grado de asentamiento disponible para una estructura depende de varias consideraciones (anexo A)).
- Deberá tener la geometría de hormigón y refuerzo de acero apropiado para transmitir los esfuerzos provenientes de las columnas hacia el suelo, sin involucrar falla estructural de la fundación.

En conclusión el problema de diseño de fundaciones requiere tener un conocimiento cabal del suelo soportante, de la naturaleza y requerimientos de la superestructura, o iteración suelo – estructura.

1.3. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS REQUERIDOS PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES.

Para asegurar un conocimiento del suelo en forma adecuada es conveniente hacer pruebas y exploraciones en el laboratorio y en el sitio, de esta manera luego de un adecuado procesamiento de los datos obtenidos se podrá conocer los valores de resistencia y asentamiento, para el análisis y diseño de la fundación.

1.4. ENSAYOS DE CAMPO

Son aquellos que se realizan en el mismo lugar donde se construirá la estructura. Los ensayos de campo más utilizados en nuestro medio son los descritos a continuación:

1.4.1. Ensayo de penetración estándar (SPT)

Este ensayo se encuentra estandarizado por la ASTM D-1586, es uno de los más utilizados y económicos para la exploración del subsuelo. Su objetivo es obtener muestras representativas del suelo para fines de identificación y ejecución de ensayos de laboratorio, además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo. Su utilización no se limita a suelos granulares, ya que el ensayo también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves.

Es una de las pruebas de campo realizada, como un indicador del comportamiento del suelo, la resistencia del terreno y su deformabilidad o asentamiento.

- ***El resumen de su procedimiento es el siguiente:***

Se hace una perforación de 60 a 200 mm. de diámetro hasta la profundidad de exploración del primer ensayo.

Luego insertar la cuchara muestreadora del SPT. (Su forma y dimensiones se detallan en la *figura [1.1]*). Esta cuchara se encuentra conectada por tubos de acero al martillo de 63.5 Kg., como se muestra en la *figura [1.2]*.

Se realizan sucesivos golpes con el martillo desde una distancia de 760 mm, el martillo puede ser elevado manualmente a través de una cuerda unida a un sistema de poleas o con un mecanismo automático. Se repite este proceso hasta que la cuchara penetre 450 mm.



Registrar el número de golpes requeridos para introducir cada intervalo de 150 mm. El ensayo deberá detenerse si más de 50 golpes son requeridos para cada intervalo de 150 mm, si luego de 10 golpes no se registra avance o si se alcanza la profundidad previa estipulada.

Calcular el número de golpes N necesarios para penetrar los últimos 300 mm. de la cuchara. No se tomará en cuenta el número de golpes requeridos para penetrar los primeros 150 mm. por la posibilidad de que en el fondo del sondeo exista suelo disturbado debido a los procesos de perforación.

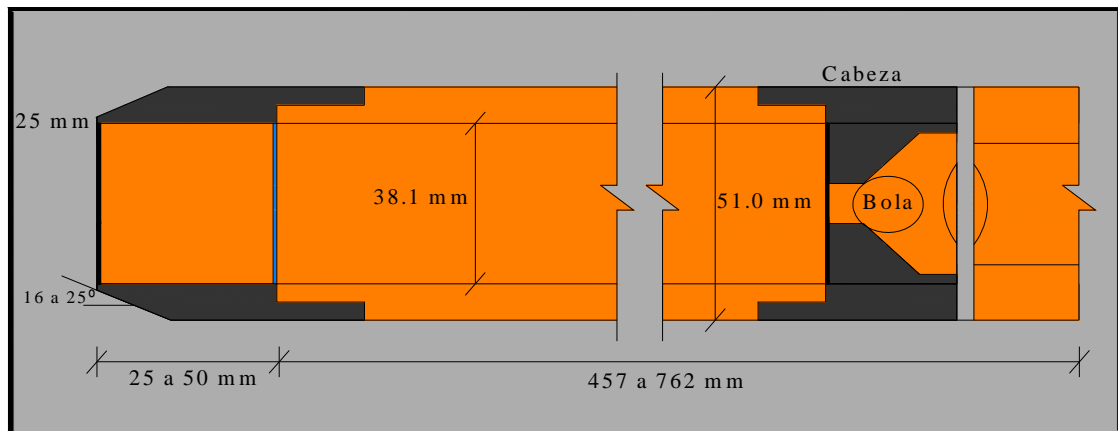


Figura [1.1.] Cuchara muestreadora para ensayo SPT.
(Fuente: Elaboración propia)

Retirar la cuchara muestreadora para luego remover el suelo para ensayos de clasificación. Continuar la perforación hasta la profundidad del siguiente ensayo y repetir el proceso

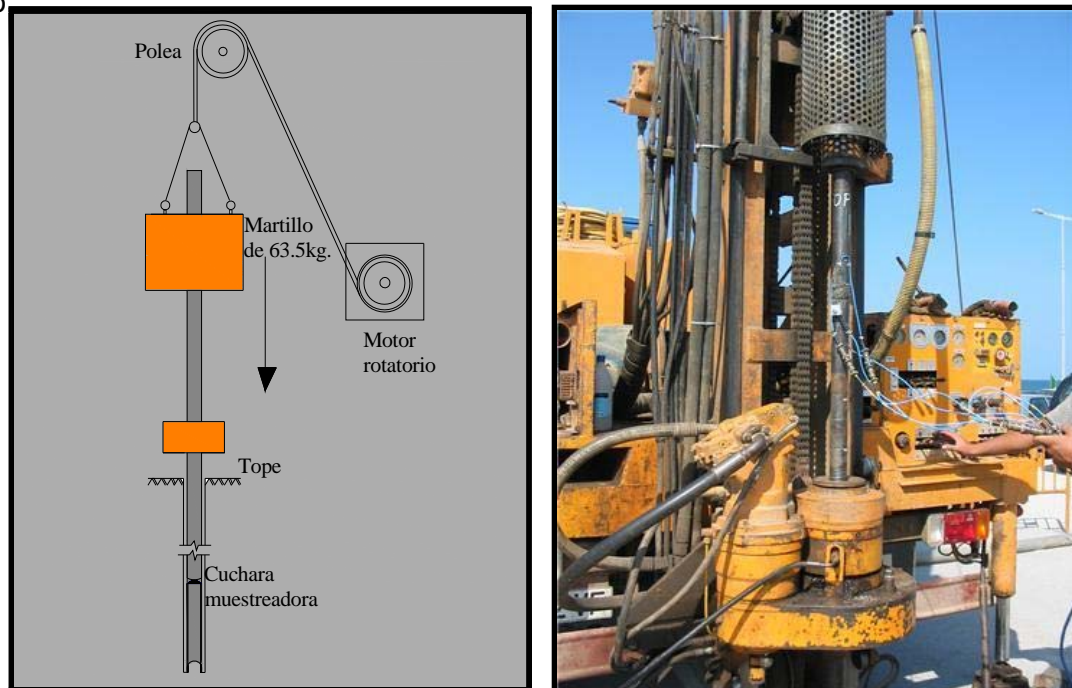


Figura [1.2.] Diagrama de montaje del ensayo de penetración estándar
(Fuente: Elaboración propia)



El valor del número de golpes N , que se obtuvo en campo, debe ser corregido a N'_{70} mediante la siguiente ecuación.

$$N'_{70} = C_N \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \quad \text{Ec. (1.1)}$$

Donde: N'_{70} = Valor de SPT corregido.

C_N = Ajuste por presión de sobrecarga Ec. (1.2)

η_1 = Eficiencia del martillo Ec. (1.3)

η_2 = Corrección por profundidad. Tabla [1.1. (a)]

η_3 = Corrección por característica. Tabla [1.1. (b)]

η_4 = Corrección por diámetro de perforación. Tabla [1.1. (c)]

N = Valor de SPT obtenido en campo

$$C_N = \sqrt{\frac{P'_2}{P'_1}} \quad \text{Ec. (1.2)}$$

p'_1 = Esfuerzo vertical efectivo estándar = 95.76 kPa.

p'_2 = Esfuerzo vertical efectivo en el lugar de ensayo.

$$\eta_1 = \frac{E_r}{70} \quad \text{Ec. (1.3)}$$

E_r = Energía del martillo. Depende del tipo de martillo y su sistema de golpe.

Tabla [1.1.] Factores de corrección del ensayo de penetración estándar
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pag. 80)

a) Profundidad de ensayo	η_2
>10 m	1.00
6-10 m	0.95
4-6 m	0.85
0-4 m	0.75
b) Característica	η_3
Sin liner	1
Con liner: Arena densa, arcilla	0.80
Arena suelta	0.90
c) Diámetro de perforación	η_4
60-120 mm.	1
150 mm	1.05
200 mm	1.15

Por medio de correlaciones es posible estimar los parámetros de resistencia para suelos difíciles de hacer muestreo en forma adecuada como gravas, arenas y limos.



Sin embargo su uso no se limita a suelos granulares también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves. Es muy útil para obtener el perfil del suelo y en base de las muestras obtenidas clasificar al suelo. En la *tabla [1.2]* se presenta la correlación aproximada entre la consistencia del suelo y N'_{60} del SPT.

Tabla [1.2.] Correlación entre consistencia del suelo y SPT
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pag. 81)

ARENAS N_{60}	ARCILLA N_{60}
0-3 Muy suelta	0-4 Muy suave
3-8 Suelta	4-8 Suave
8-25 Media	8-15 Firme
25-42 Densa	15-30 Rígida
42-58 Muy densa	30-60 Muy rígida
	>60 Dura

La ejecución de este ensayo puede ser aprovechada para la obtención de muestras inalteradas de suelo, por medio de sustitución de la cuchara de muestreo por un tubo Shelby (tubo de pared delgada). Esta muestra en laboratorio puede ser utilizada para ensayos triaxiales y de corte directo.

1.4.2. Ensayo de placa de carga

Este ensayo se encuentra estandarizado por la ASTM D1194-93, estima los parámetros de resistencia como ser su capacidad portante y coeficiente de balasto de los suelos en que resulta difícil el proceso de muestrear y ensayar de una manera representativa. Estos suelos comprenden esencialmente a suelos granulares y rocas fracturadas, este método es muy usado en el diseño de fundaciones.

Para la realización del ensayo se requieren los instrumentos detallados a continuación:

Plataforma de carga.- De suficiente tamaño y resistencia para soportar la carga total requerida para el ensayo.

Gato hidráulico o mecánico.- Cuya capacidad no sea menor a 50 toneladas (480 KN) para proveer y mantener la carga aplicada, y con un medidor de la presión para leer la fuerza ejercida por el gato.

Placas de carga.- Se requiere una placa de carga circular de acero, de espesor no menor a 25 mm, variando en diámetro desde 150 a 762 mm, incluyendo el mínimo y máximo diámetro especificado de placas. Puede usarse también placas cuadradas de equivalente área (305x305 mm).

El control de asentamiento se realiza con deformímetros ubicados cerca las placas de ensayo, capaces de medir asentamientos de las placas con una precisión mínima de 0.25 mm.

Se requiere además diversos elementos que incluyen columnas de carga y



complementos de acero, para transmitir la carga a las placas, además de una viga de referencia que sirva como apoyo estable a los deformímetros para medir los asentamientos.

El montaje del ensayo puede variar, dependiendo de las condiciones de trabajo, requerimientos del ensayo y del equipo disponible. Puede permitirse considerable libertad en detalles dependiendo de los requerimientos específicos mencionados arriba y resaltados en el siguiente procedimiento de ensayo. Un típico montaje para la conducción del ensayo de carga es ilustrado en la *figura [1.3]*.

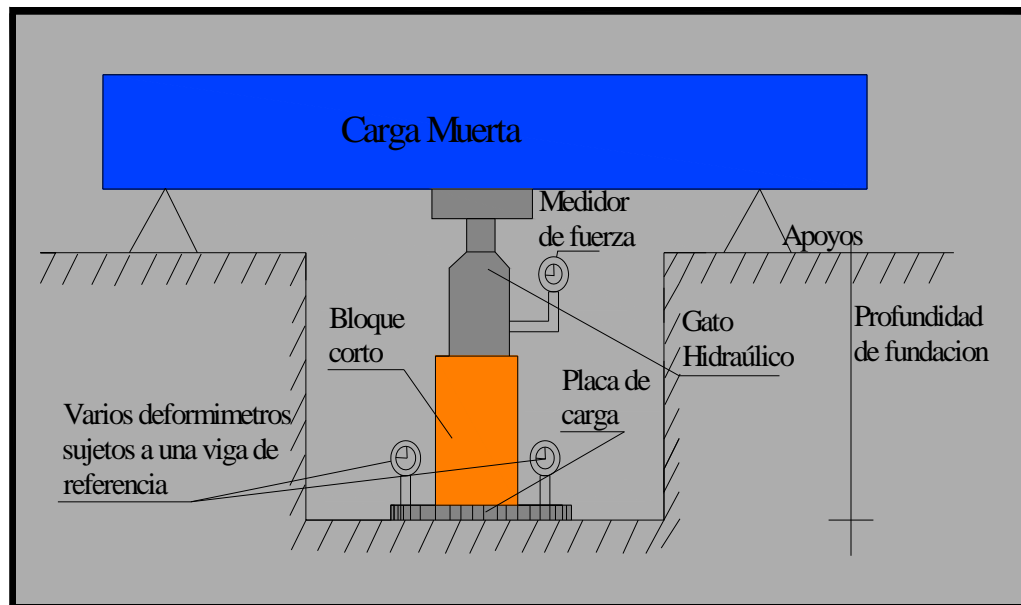


Figura [1.3.] Montaje de equipo para el ensayo de carga de placa
(Fuente: Elaboración propia)

El procedimiento de ensayo se detalla en la norma ASTM- D1194, cuyo resumen con las características más importantes se mencionan a continuación:

Iniciar el ensayo con la selección de áreas representativas para pruebas de carga, sobre la base de resultados de perforaciones de exploración, y sobre los requerimientos de diseño de la estructura. Realizar el ensayo de carga a la profundidad de las zapatas propuestas y bajo las mismas condiciones a las cuales las zapatas estarán sujetas.

Por lo menos tres lugares de ensayo son requeridos, y la distancia entre estos no debe ser menor que cinco veces el diámetro de la placa más grande usada en la prueba.

Nivelar y limpiar cuidadosamente removiendo el material suelto existente en el área a ser cargada por la placa, tal que las cargas sean transmitidas en la totalidad del área de contacto, sobre suelo intacto.

Soportar la plataforma de carga por apoyos adecuados, en puntos alejados del área de ensayo, preferentemente mayor a 2.4 m. La carga total requerida para el ensayo deberá estar disponible en el sitio, antes de iniciar el ensayo.



Se deberá colocar la viga de referencia sobre terreno firme y alejado del ensayo para montar sobre ella los deformímetros que medirán los asentamientos.

Aplicar la carga al suelo en incrementos acumulativos iguales, no mayores que 95 kPa, o no más de una décima parte de la capacidad portante estimada del área a ser ensayada. Medir cada carga con precisión y aplicarla de tal manera que la totalidad de su magnitud alcance el suelo como una carga estática, sin impacto y sin excentricidades.

Después de la aplicación de cada incremento de carga, mantenerla por un intervalo de tiempo seleccionado no menor a 15 minutos.

Realizar lecturas de asentamiento tan pronto como sea posible antes y después de la aplicación de cada incremento de carga, y en intervalos de tiempo iguales; no se hará menos de 6 lecturas de asentamiento entre las diferentes aplicaciones.

Continuar cada ensayo hasta que la carga máxima que se programó sea alcanzada o hasta que la razón entre incrementos de carga e incrementos de asentamiento alcance un mínimo, en magnitud absoluta. Si se dispone de suficiente carga, continuar el ensayo hasta que el asentamiento total alcance por lo menos el 10% del diámetro de la placa, a menos que una falla bien definida sea observada. Una vez completadas las observaciones para el último incremento de carga liberarla poco a poco en tres descargas aproximadamente iguales. Continuar leyendo las deflexiones hasta el cese de las mismas.

Como resultado de este ensayo se obtiene una línea con cada uno de los puntos que los definen las cargas aplicadas con sus respectivos asentamientos máximos, una gráfica carga- deformación se muestra en la *figura [1.4]*.

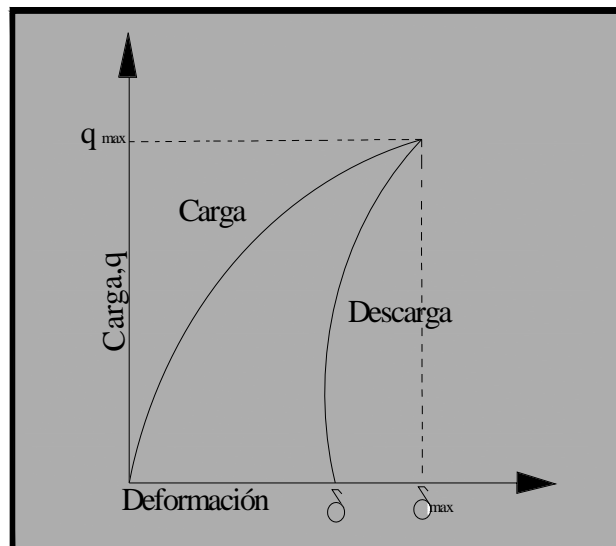


Figura [1.4.] Gráfica carga deformación
(Fuente: Elaboración propia)



1.4.3. Ensayo de penetración de cono (CPT)

Este ensayo se encuentra estandarizado por la ASTM D-3441 en la actualidad está siendo ampliamente usado y va reemplazando poco a poco al ensayo de penetración estándar (SPT). Este ensayo produce buenos resultados para arcillas blandas, limos blandos y para arenas finas.

➤ **El resumen de su procedimiento es el siguiente:**

El procedimiento del ensayo consiste básicamente en ir introduciendo un cono de 60° , 35.7 mm. de diámetro con su respectiva área proyectada de 10 cm^2 , en el suelo a una velocidad constante de $2 \pm 0.5\text{ [cm/s]}$. Se va registrando la resistencia de penetración q_c , y la resistencia a la fricción producida entre el mango cilíndrico del cono de 35.7 mm. de diámetro y una altura de 133.7 mm. Con un área proyectada de 150 cm^2 y el suelo f_c .

Existen dos tipos de conos el cono mecánico y el cono eléctrico. El *cono mecánico*, figura [1.5], la punta del instrumento está conectada a un conjunto de barras internas, donde la punta es primero empujada aproximadamente 40 mm, obteniendo así el valor de la resistencia del cono. Luego, mediante un empuje adicional la punta acciona la fricción del mango.

En el *cono eléctrico*, figura [1.6], la punta del instrumento está unida a un conjunto de barras de acero que permiten que esta sea empujada en el terreno a razón de 2 [cm/s] . Los alambres de los transductores que pasan por el centro de las varillas registran en forma continua la resistencia del cono y la resistencia lateral.

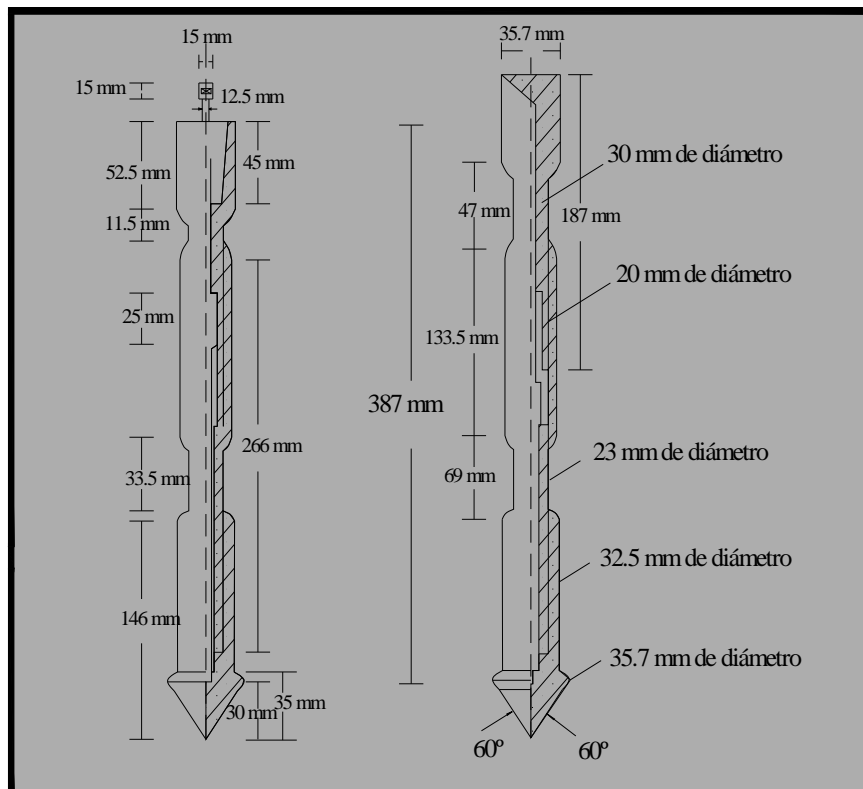


Figura [1.5.] Penetrómetro de cono de fricción mecánico (Das quinta edición, pag.94)
(Fuente: Elaboración propia)

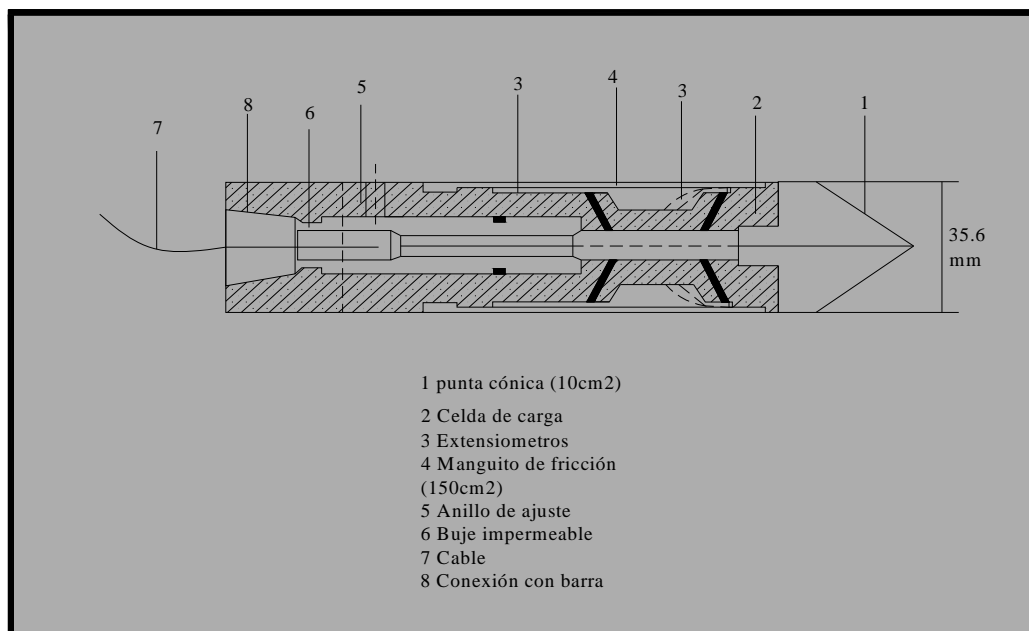


Figura [1.6.] Penetrómetro de cono de fricción eléctrico (Das quinta edición, pag.95)
 (Fuente: Elaboración propia)



Figura [1.7.] Equipo ensayo CPT
 (Fuente: Internet)



1.5. TIPOS DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

Dependiendo de las necesidades de la fundación y de las características del suelo puede diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como se detallará a continuación.

1.5.1. Zapatas de fundación.

1.5.1.1. Zapatas Aisladas.

Son las que transmiten la carga de una sola columna al suelo. Este tipo de zapatas puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que la carga es pequeña como edificaciones menores a cinco plantas y/o a suelo que tenga buena resistencia. Constituyen el tipo más usual por razones de economía, estas zapatas pueden ser céntricas o excéntricas dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes.

1.5.1.2. Zapatas Combinadas.

Las zapatas combinadas generalmente se las emplea cuando se tiene dos columnas cercanas o cuando una de ellas se sitúa en el límite de propiedad del terreno, de tal forma que la unión entre ambas zapatas contrarresta la excentricidad de estas. Este tipo de zapatas también se emplea cuando se tiene un elemento estructural como las cajas de ascensores.

1.5.1.3. Zapatas Conectadas.

La zapata conectada es una solución alternativa a la zapata combinada para el caso de columnas en límite de propiedad. Se la emplea mucho porque usualmente tiene un menor costo que la zapata combinada.

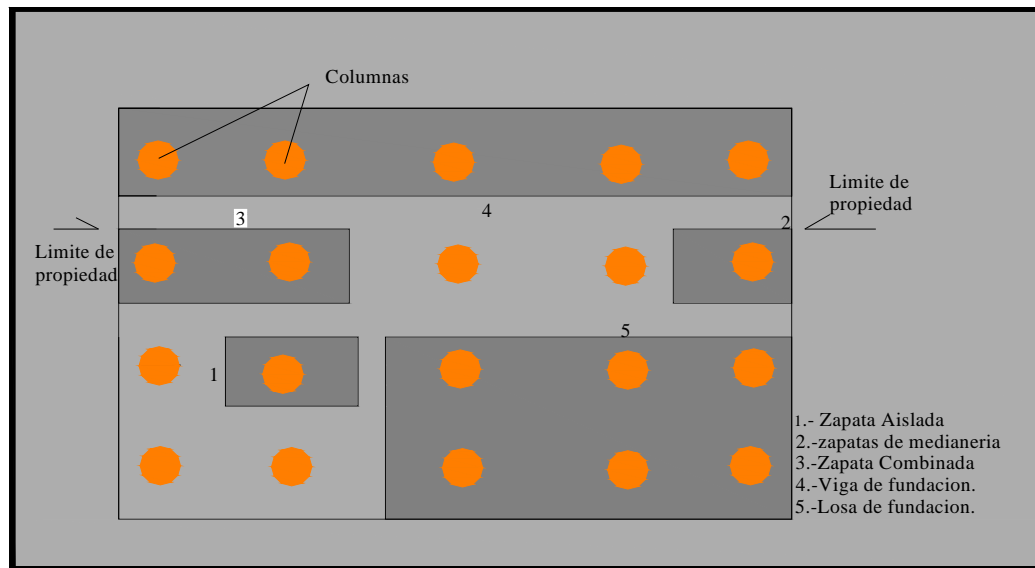
1.5.2. Vigas de fundación.

La viga de fundación es aquella sobre la que se apoyan varias columnas en una hilera, dicha fundación puede estar formada por más de dos columnas. Este tipo de fundaciones se utiliza cuando se precisa mayor área de soporte.

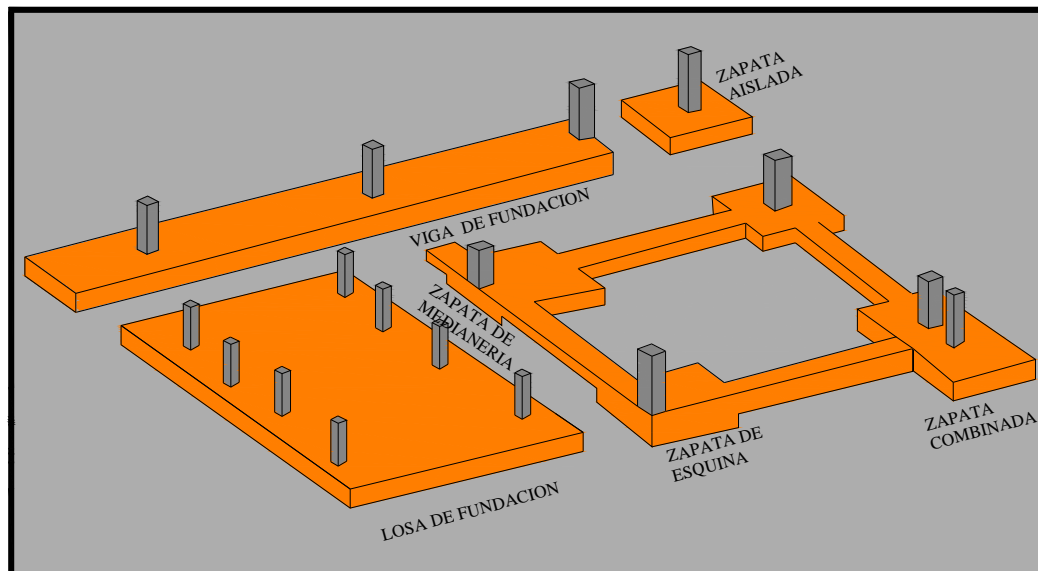
1.5.3. Losa de fundación.

Son necesarias cuando el área de soporte requerida es mayor al 50 % de la planta del edificio, generalmente abarca toda la superficie de la estructura, y soporta varias columnas. Este tipo de fundación se utiliza generalmente para edificios mayores a ocho plantas o cuando se tiene la presencia de un sótano o semisótano.

Los tipos de fundaciones explicados anteriormente se los puede observar en la figura [1.8].



a) Vista en planta
(Fuente: Elaboración propia)



b) Vista en elevación
(Fuente: Elaboración propia)

Figura [1.8.] Tipos de fundaciones superficiales

Para el diseño de fundaciones superficiales, existen dos métodos importantes que son: sobre lecho rígido y lecho elástico. El primero muy utilizado por ser un procedimiento conservador, sin embargo tiene muchas limitaciones que restringen su campo de acción. El último muy poco usado por ser un método que requiere un cálculo matemático complejo, que en la actualidad puede ser resuelto sin mayor problema con un programa computacional, básicamente consiste en simular la fundación sobre un lecho flexible, que reacciona proporcionalmente al desplazamiento producido por las cargas.



CAPÍTULO 2

CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA Y COEFICIENTE DE BALASTO

2.1. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

Se puede definir la capacidad última de carga, como la carga por área unitaria de la fundación bajo la cuál ocurre la falla por corte en el suelo.

La capacidad última de carga es un parámetro muy importante que estima la resistencia de apoyo del suelo, para el diseño de fundaciones. Siendo esta no solo una propiedad del tipo de suelo, también lo es de las condiciones en que se encuentra como ser su grado de compactación, humedad, etc.

2.2. MODOS DE FALLA A CORTE EN EL SUELO

La falla al corte se produce cuando la capacidad última de carga es alcanzada, y esta se presenta formando una superficie de deslizamiento claramente definida bajo la fundación que progresa hacia uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. La falla será repentina y con frecuencia se acompañará de inclinaciones drásticas que ocasionará el colapso final hacia un lado.

Observaciones detalladas del comportamiento de fundaciones reales y modelos de fundaciones (Vesic, 1973) han permitido identificar tres modos diferentes de falla del suelo en fundaciones superficiales bajo cargas estáticas, las cuales son:

- ★ *Falla por corte general.*
- ★ *Falla por corte local.*
- ★ *Falla por punzonamiento.*

2.2.1. Falla por corte general

Para entender el concepto, se considera el caso de una fundación rectangular larga (es decir, una cuya longitud es teóricamente infinita) de ancho B , localizada sobre la superficie de arena densa o suelo arcilloso rígido como se muestra en la *figura [2.1(a)]*.



Ahora, si la carga " q " se aplica gradualmente a la fundación, el asentamiento se incrementa de la misma manera.

En cierto punto, cuando la carga por unidad de área " q " iguala a la capacidad de carga última de la fundación " q_u " se produce el asentamiento " S_u " para el cuál, el suelo que soporta a la fundación sufrirá una falla repentina al corte y la zona de falla en el suelo de uno o de ambos lados de la fundación se extenderá hasta la superficie del terreno, y se podrá notar un abombamiento considerable de la superficie del suelo alrededor de la fundación.

La relación carga-asentamiento describirá una curva como se muestra en la *figura [2.1 (b)]*. Donde se presenta claramente un valor pico de " q " igual a la capacidad última de carga de la fundación " q_u "

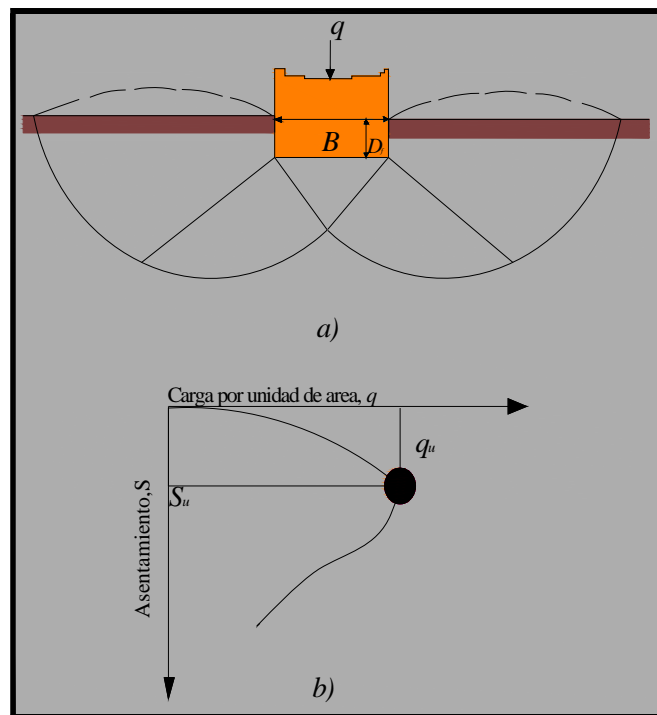


Figura [2.1.] Falla al corte general de un suelo
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pag. 124)

2.2.2. Falla al corte local

Este tipo de falla se presenta cuando la fundación superficial, descansa sobre suelo arenoso o sobre un suelo arcilloso medianamente compactado.

En la gráfica de carga-asentamiento, mostrada en la *figura [2.2 (b)]*, se observa que a medida que se va incrementando la carga " q " sobre la fundación también será acompañado por un incremento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla desarrollada en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la fundación, como muestra las líneas continuas en la *figura [2.2 (a)]*, cuando la carga por área unitaria sobre la fundación es igual a



$q_{u(1)}$, (denominado carga primera de falla), el movimiento de la fundación estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la fundación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como muestra la línea discontinúa en la *figura [2.2 (a)]*.)

Si la carga continúa incrementándose la gráfica de q vs. S , se hará mucho más empinada e irregular como muestra las líneas quebradas en la *figura [2.2 (b)]*, cuando “ q ” iguale el valor de “ q_u ” denominado capacidad de carga última, la superficie de falla del suelo alcanza la superficie del terreno. Mas allá de este punto, una mayor carga estará acompañada de grandes incrementos en los asentamientos de la fundación. La principal característica de esta falla es que nunca se observará un valor máximo de “ q ”.

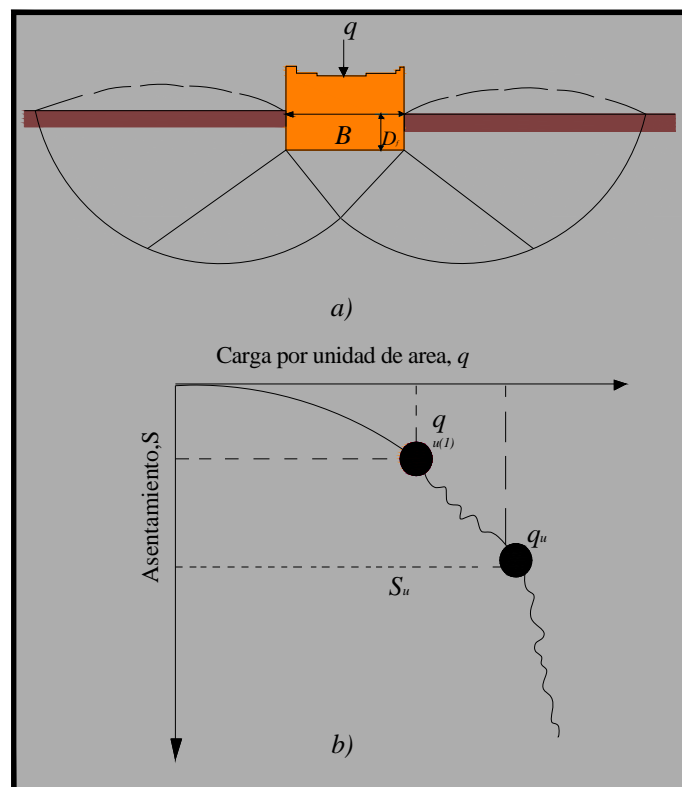


Figura [2.2.] Falla al corte local de un suelo
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones “Braja M. Das” Pag. 124)

2.2.3. Falla al corte por punzonamiento

Para este caso la fundación en consideración, será soportada por un suelo de arena bastante suelta o sobre un suelo arcilloso blando. Para este tipo de falla, la gráfica carga-asentamiento será como en la *figura [2.3 (b)]*.

En este caso la fundación se hunde cortando el terreno con un desplazamiento aproximadamente vertical y afectando poco al terreno adyacente, es decir que la superficie de falla del suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno y al igual que el caso anterior, aquí



nunca se observará un valor de carga pico, ya que más allá de la carga última de falla q_u , la gráfica carga-asentamiento se inclinará y será prácticamente lineal.

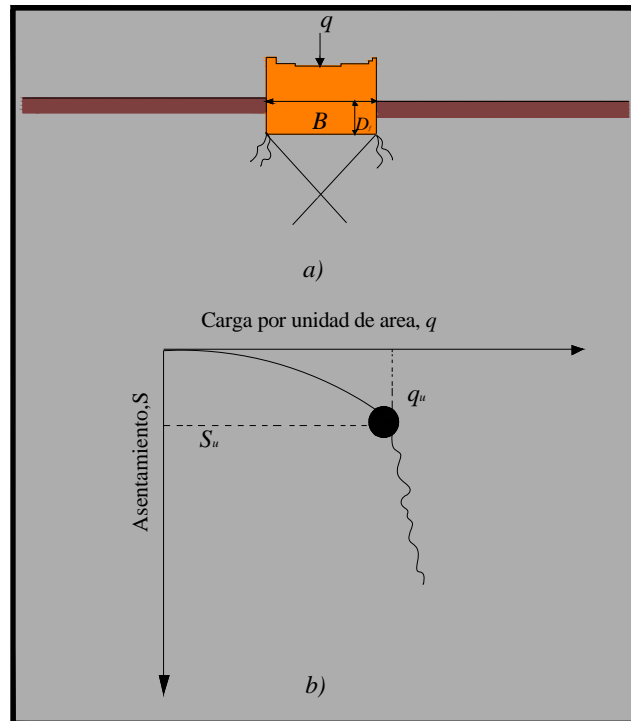


Figura [2.3.] Falla al corte por punzonamiento de un suelo
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pag. 124)

Coduto (1994) presenta algunos criterios, que resultan ser útiles al momento de establecer cuál de estos tres tipos de falla se presentará en una determinada circunstancia. Estos criterios son:

- Fundaciones emplazadas sobre roca o arcillas no drenadas son gobernadas por el caso de falla general al corte.
- Fundaciones emplazadas en arenas densas cuya densidad relativa D_R es mayor que 67% son gobernadas por el caso de falla general al corte.
- Fundaciones emplazadas en limos blandos y arenas sueltas a medianamente densas, es decir, para $30\% < D_R < 67\%$, son probablemente gobernadas por la falla al corte local.
- Fundaciones emplazadas en arenas muy sueltas, es decir, $D_R < 30\%$, son gobernadas por fallas al corte por punzonamiento.

Para entender mejor el concepto de capacidad de carga, se debe tomar en cuenta que este puede ser un problema a corto o largo plazo dependiendo de las siguientes características:

Condición a corto plazo.- Esta condición se presenta cuando la carga es aplicada durante el periodo de construcción, es decir durante un periodo corto de tiempo. Una condición a corto plazo será crítica solo para el caso en que la fundación sea emplazada en un suelo arcilloso, ya que esto produce una condición no drenada.



Una condición no drenada se presenta cuando el suelo tiene muy baja permeabilidad, entonces, se considera que el volumen permanece constante y se ha generado un exceso de presión de poros igual al cambio de esfuerzo total $\Delta u = \Delta \sigma_v$. Debe recalcar que para la condición no drenada en suelos arcillosos debe trabajarse con parámetros de esfuerzos totales.

Condición a largo plazo.- Esta condición se presenta cuando la carga máxima es aplicada a la fundación después de un cierto periodo de tiempo del final de la construcción. Una condición a largo plazo reúne las características de una condición drenada, tanto para el caso de suelos arcillosos como para el caso de suelos granulares.

Una condición drenada es aquella situación en la que el suelo es cargado y no se genera exceso de presión de poros. Por lo tanto para la condición drenada debe trabajarse con parámetros de esfuerzos efectivos.

★ Para poder desarrollar las ecuaciones de capacidad de carga del suelo es necesario conocer algunos conceptos referentes al tema.

Presión total de sobrecarga inicial q_o .- Es la presión existente del suelo sobre el nivel de fundación antes de la construcción.

Presión bruta q .- Es la presión bruta total impartida al terreno después de la construcción, que incluye:

- El peso de la fundación W .
- El peso del suelo sobre el nivel de fundación.
- La carga generada por el descenso de cargas de la estructura, impartida por la columna de la fundación P y dividida por el área de la fundación.

Capacidad última de carga $q_{(u)}$.- Es el valor de la presión de carga que produce falla de corte en el suelo, y es determinado mediante diferentes ecuaciones de capacidad última de carga.

Capacidad máxima admisible de carga q_a .- Es el valor de la presión de apoyo para el cuál el riesgo de falla al corte es mínimo. Esta es igual a la capacidad última de carga dividida por un factor de seguridad adecuado.

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \quad \text{Ec. (2.1)}$$

Entonces la capacidad máxima admisible de carga se refiere a la máxima carga o presión que soporta el suelo que asegura que no habrá falla al corte y los asentamientos serán tolerables (ver anexo A).



2.3. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA

Para la determinación de la capacidad última de carga puede emplearse aproximaciones empíricas (ensayos de campo y laboratorio) y aproximaciones semi-empíricas.

2.3.1 Métodos empíricos

Estos métodos se basan en el uso de correlaciones determinadas empíricamente y para su obtención utilizan los resultados obtenidos de la realización de ensayos in-situ tales como el SPT, el CPT y otros.

2.3.1.1. Determinación de la capacidad última de carga a partir del ensayo de placa de carga

La capacidad de carga última de una fundación, así como la capacidad de carga admisible basada en función del asentamiento admisible, se determina con la prueba de carga en campo. A esta se llama prueba de placa de carga, dicho procedimiento del ensayo se encuentra descrito en el capítulo uno.

El ensayo de placa de carga proporcionará como resultado las gráficas de:

- Curva tiempo- asentamiento.
- Curva carga- asentamiento, Figura [2.4.]

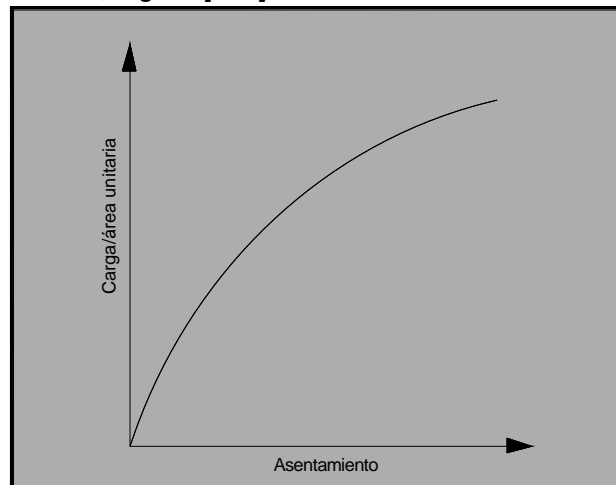


Figura [2.4.] Curva carga-asentamiento obtenida a partir del ensayo de carga de placa
(Fuente: Elaboración propia)

Para ensayos en suelos arcillosos la capacidad última de carga es:

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \quad \text{Ec. (2.2)}$$

Donde: $q_{u(F)}$ = Capacidad última de carga de la fundación propuesta

$q_{u(P)}$ = Capacidad última de carga de placa de carga.

La Ec. (2.2) implica que la capacidad última de carga en suelos arcillosos es independiente del tamaño de la placa de prueba.



Para ensayos en suelos arenosos se tiene:

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \frac{B_F}{B_P} \quad \text{Ec. (2.3)}$$

Donde:

B_F = Ancho de fundación

B_P = Ancho de la placa de ensayo

Por otro lado para estimar la capacidad de carga admisible de una fundación, se considera todos los asentamientos como la intensidad de carga aplicada q_o . Luego el asentamiento en la fundación es:

Para suelos arcillosos:

$$S_F = S_P \frac{B_F}{B_P} \quad \text{Ec. (2.4)}$$

Para suelos arenosos:

$$S_F = S_P \cdot \left(\frac{2 \cdot B_F}{B_P + B_F} \right)^2 \quad \text{Ec. (2.5)}$$

Nota.- Las unidades de B_F y B_P en metros.

Las ecuaciones anteriores se basan en el trabajo realizado por Terzagui y Peck (1967)

Por otro lado Housel (1929) propuso una técnica diferente para determinar la capacidad admisible de fundaciones superficiales. A través del cuál, es posible encontrar las dimensiones de una fundación que soporte una carga Q_o con un asentamiento admisible S_a , el procedimiento para dicho cálculo es el siguiente:

1. Realizar dos ensayos de placa de carga, con placas de diferentes diámetros B_1, B_2 .
2. De las curvas de carga-asentamiento obtenidos en las pruebas realizadas, determinar las cargas totales sobre las placas (Q_1 y Q_2) que corresponde al asentamiento admisible S_a , por medio de las siguientes expresiones:

$$Q_1 = A_1 \cdot m + P_1 \cdot n \quad \text{Ec. (2.6)}$$

$$Q_2 = A_2 \cdot m + P_2 \cdot n \quad \text{Ec. (2.7)}$$

Donde:

A_1, A_2 = Son las áreas de las placas 1 y 2 respectivamente.

P_1 y P_2 = Son los perímetros de las placas 1 y 2 respectivamente

m y n = Constantes que corresponden a la presión de carga y al cortante perimetral.



Los valores de “ m ” y “ n ” pueden ser determinados resolviendo las ecuaciones Ec. (2.6) y Ec. (2.7) como un sistema de ecuaciones.

3. La fundación a diseñarse soportará una carga Q_o y tendrá una dimensión de:

$$Q_o = A \cdot m + P \cdot n \quad \text{Ec. (2.8)}$$

Donde:

A = Área de la fundación

P = Perímetro de la fundación

Como Q_o , “ m ” y “ n ” son conocidos, se puede determinar el ancho de la fundación.

Como consecuencia de la investigación del comportamiento carga-asentamiento realizada en varias fundaciones, luego de una serie de ensayos de carga de placa, el profesor Décourt (1999) observó que en tales ensayos la falla no era nunca alcanzada.

Otra evidencia de la inexistencia de una definición clara de falla es la presencia de una enorme cantidad de criterios de falla como se reportó a lo largo del tiempo por los distintos autores tales como: Vesic (1975), Fellenius (1980), etc.

Es así que debido a estas razones, De Beer (1988) propuso dos conceptos de falla:

Falla convencional Q_{uc} : Se define como la carga correspondiente a un asentamiento igual al 25 a 30% del ancho de la fundación para fundaciones superficiales.

Falla física Q_{uu} : Se define como la falla alcanzada cuando el incremento de la carga tiende al infinito ($\Delta Q \rightarrow \infty$) y por tanto el asentamiento producido tiende de igual manera a un valor infinito ($S \rightarrow \infty$), es decir la falla física es alcanzada cuando el valor de la rigidez se hace igual a cero.

Se puede observar de las definiciones anteriores, que la falla física en fundaciones superficiales nunca es alcanzada. Debido fundamentalmente a que se encuentra asociada a un valor de asentamiento infinito. Por lo tanto, la única posibilidad de determinar Q_{uu} es a través del procedimiento de una extrapolación, el cuál, debe ser realizado en la gráfica de *rigidez vs. Carga*. Esta gráfica para fundaciones superficiales está presentada por una curva que permanece asintótica al eje horizontal, por lo tanto, este tipo de fundaciones nunca alcanza el valor de rigidez igual a cero.

El procedimiento del profesor Décourt fue desarrollado con el objetivo de optimizar la interpretación de los resultados obtenidos a partir de ensayo de carga de placa, realizados por López et al (1998) en una zapata de 1.2 m. de ancho. Donde los pasos a seguir son:

1. Graficar los resultados por medio de una curva *carga –asentamiento*



2. La curva *carga –asentamiento*, figura [2.4], es dividida en dos partes. Una parte inicial que corresponde a la parte pre-esforzada o en el caso de suelos cimentados corresponde a esfuerzos menores que el esfuerzo de cedencia σ'_c , que es representada por una línea recta. La otra parte, muestra que para esfuerzos más altos el comportamiento *carga –asentamiento* se representa por medio de una curva parabólica. Luego ambas partes son graficadas a escala logarítmica.
3. Para la gráfica logarítmica cuya ecuación es:

$$\log(q) = A + B \log(s) \quad \text{Ec. (2.9)}$$

Calcular R^2 . Dicho de otra manera: Realizar una regresión estadística, considerando inicialmente solamente los tres últimos puntos, a continuación realizar regresiones sucesivas que consideren los cuatro últimos puntos, los cinco últimos puntos y así sucesivamente hasta abarcar todos los puntos; existiendo dos criterios para considerar la calidad de la correlación considerada: el valor del coeficiente de correlación R^2 y el número de puntos que toma en cuenta la correlación.

4. Elegir la mejor correlación. Esta elección dependerá fundamentalmente del criterio del ingeniero, teniendo en cuenta que idealmente el valor de R^2 deberá ser mas alto que 0.999 y en ningún caso inferior a 0.99.
5. Elegida la mejor correlación, establecer la ecuación de la curva y estimar a continuación el valor del esfuerzo de falla convencional, q'_{uc} . Para esto, basta ingresar en la ecuación de la correlación con un valor de asentamiento igual al 10% del ancho de la fundación. Cuando la fundación no es cuadrada ingresar con un valor de asentamiento igual al 10% del ancho equivalente B_{eq} , siendo este igual a la raíz cuadrada del área $B_{eq} = \sqrt{A}$.
6. Para la estimación del esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga convencional, q_{uc} Decourt propone que una vez establecido el valor de q'_{uc} usando todos los resultados obtenidos a partir de la regresión, entonces borrar los resultados correspondientes a los valores más altos de esfuerzo y asentamiento, y volver a estimar q'_{uc} . De esta manera se obtiene muchos valores de q'_{uc} . Establecer nuevamente otra correlación Log x Log, entre el valor de q'_{uc} y el valor de q_{max} , siendo este último igual al valor mas alto de esfuerzo considerado en cada caso. El procedimiento consiste entonces, en extrapolar q'_{uc} , hasta hallar un punto en el que q'_{uc} se hace igual a q_{max} , determinado este punto, el valor de q'_{uc} es igual al esfuerzo de falla convencional, es decir $q'_{uc} = q_{uc}$.
7. Normalizar la curva *carga –asentamiento*. Una vez que el valor de q_{uc} fue



determinado, realizar la gráfica normalizada de q/q_{uc} vs. s/B_{eq} , la ecuación de esta curva es igual a:

$$\log(q/q_{uc}) = A + B \log(s/B_{eq}) \quad \text{Ec. (2.10)}$$

Idealmente, en la Ec. (2.9) el valor de A debería ser igual al valor de B . De esta manera, se introduce un valor de C , que se define como:

$$C = (A + B)/2 \quad \text{Ec. (2.11)}$$

Donde:

$C = \text{Coeficiente de compresibilidad intrínseca.}$

Entonces, la forma de la ecuación es:

$$\log(q/q_{uc}) = C + C \log(s/B_{eq}) \quad \text{Ec. (2.12)}$$

El coeficiente de compresibilidad intrínseca depende de las características de los granos del suelo tales como: la distribución del tamaño de partículas, forma de los granos, angularidad, superficie rugosa y de la composición mineral del material. A partir de la investigación realizada, el valor de C puede adquirir un valor conservativo para propósitos de diseño, según Decourt (1998), podría ser:

$$C = 0.30 + 0.24 q_{uc} \text{ [MPa]} \quad \text{Ec. (2.13)}$$

8. Verificar si el postulado de la no existencia de falla física Q_{uu} (punto de rigidez igual a cero) asumido para el ensayo analizado, es correcto. Para esto, realizar la gráfica logarítmica de la rigidez R vs. carga Q .

Para fundaciones superficiales, este gráfico está representado por una curva que permanece asintótica al eje horizontal. Luego, debido a que el análisis de regresión llevado a cabo es logarítmico, no es posible introducir un valor de regresión igual a cero. Para salvar este aspecto, Decourt afirma que es aceptable asumir en lugar de rigidez igual a cero, un valor de rigidez igual a un décimo del valor de rigidez correspondiente a la falla convencional, es decir, $R_{uu} = 0.1 R_{uc}$. De este modo el valor de Q_{uu} es determinado.

Como conclusión se puede afirmar, que el método propuesto por Decourt es un método totalmente independiente a todas las teorías tradicionales existentes a cerca de los criterios de falla establecidos por distintos autores anteriormente.

2.3.1.2. Determinación de la capacidad de carga en arenas a partir del ensayo SPT.

El SPT es ampliamente usado para la obtención directa de la capacidad última de carga



de los suelos, cuyo procedimiento se encuentra descrito en el capítulo anterior. Con los datos obtenidos de este ensayo Bowles (1996) propuso las ecuaciones modificadas a partir de la forma básica de Meyerhof para la máxima capacidad admisible de carga para un asentamiento tolerable de 25.4 mm.

Para $(B \leq 1.22 \text{ m.})$:

$$q_{a(n)} = 19.16 \cdot N'_{70} \cdot K_d \frac{S_e}{S_o} \quad [kN/m^2] \quad \text{Ec. (2.14)}$$

Para $(B > 1.22 \text{ m.})$:

$$q_{a(n)} = 11.98 \cdot N'_{70} \cdot K_d \left(\frac{S_e}{S_o} \right) \cdot \left(\frac{3.28 \cdot B + 1}{3.28 \cdot B} \right)^2 \quad [kN/m^2] \quad \text{Ec. (2.15)}$$

Donde:

S_e = Asentamiento tolerable [mm.]

S_o = 25.4 [mm].

K_d = Factor de seguridad sugerido por Meyerhof (1965)

$$K_d = 1 + 0.33 \cdot \frac{D_f}{B} \leq 1.33_b \quad \text{Ec. (2.16)}$$

La figura [2.5] presenta la variación de $q_{a(n)} = (K_d S_e)$ con B y N'_{70} . Esta gráfica esta desarrollada en unidades inglesas.

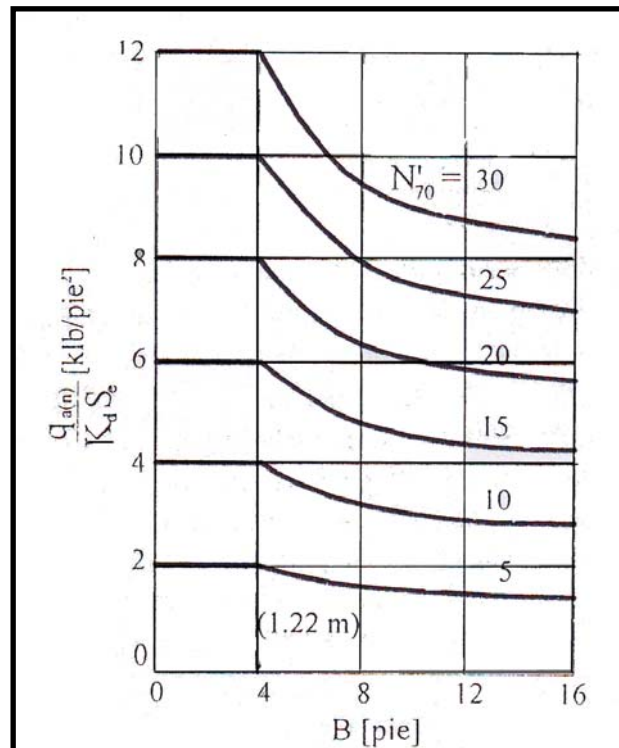


Figura [2.5.] Gráfica de $q_{a(n)} = (K_d S_e)$ vs. B . Ecuaciones [2.14] y [2.15]
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das")



2.3.1.3. Determinación de la capacidad de carga a partir del ensayo de penetración de cono CPT.

El procedimiento del ensayo se encuentra descrito en el capítulo uno. Con los resultados obtenidos de este ensayo, Meyerhof (1956) propuso relaciones para la capacidad de carga neta admisible en función de la resistencia a la penetración del cono, considerando de igual manera que en el SPT un asentamiento tolerable de 25.4mm.

Para ($B \leq 1.22m.$):

$$q_{a(n)} = \frac{q_c}{15} \quad [kN/m^2] \quad \text{Ec. (2.17)}$$

Para ($B > 1.22m.$):

$$q_{a(n)} = \frac{q_c}{25} \cdot \left(\frac{3.28 \cdot B + 1}{3.28 \cdot B} \right)^2 \quad [kN/m^2] \quad \text{Ec. (2.18)}$$

Donde: q_c = Resistencia en la punta del cono [MN/m^2]

B = Base de la fundación

2.3.2. Métodos semi-empíricos para determinar la capacidad última de carga

Los métodos analíticos utilizados en la actualidad para la determinación de la capacidad última de carga son **métodos semi-empíricos** cuyo principal objetivo es analizar la falla por capacidad de carga en fundaciones continuas y poder realizar un diseño que evite tales fallas.

Para esto es necesario entender la relación entre capacidad de apoyo, carga, dimensiones de la fundación y propiedades del suelo. Con afán de entender esta relación han sido utilizados modelos a escala reducida de fundaciones, debido a que el costo de estos modelos es mucho menor que el de ensayos realizados a escala real.

2.3.2.1. Teoría de la capacidad de carga según Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última en fundaciones superficiales rugosas.

La ecuación de Terzaghi fue desarrollada para una fundación corrida (es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la fundación tiende a cero ($B/L = 0$)).

Las principales suposiciones realizadas por Terzaghi son las siguientes:

- La profundidad de fundación D_f es menor o igual que el ancho de la fundación B es decir, menor que la dimensión menor de la fundación $D_f \leq B$.
- Ocurre una falla al corte general, es decir que cuando el valor de “ qu ” es alcanzado la falla por capacidad última ocurre y el suelo de uno o de ambos lados de la fundación se extenderá hasta la superficie del terreno.
- El ángulo α de la cuna ACD es igual al ángulo de fricción del suelo ϕ .



➤ El peso del suelo que se encuentra sobre la fundación puede suponerse remplazado por una sobrecarga equivalente $q = \gamma \cdot D_f$ (γ = peso específico del suelo). Ver figura [2.6 (a)].

Terzaghi consideró que la zona de falla bajo la fundación puede separarse en tres partes, ver figura [2.6 (b)].

- Inmediatamente debajo de la fundación una zona de cuña que permanece intacta y que se mueve descendentemente con la fundación, zona ACD .
- Una zona de corte radiales ADF y CDE , se extiende a ambos lados de la cuña, donde los planos de corte toman la forma de espirales logarítmicas, arco DF .
- Finalmente, la otra zona es la de corte lineal en la cuál el cortante del suelo se produce a lo largo de superficies planas, línea EG y FH .

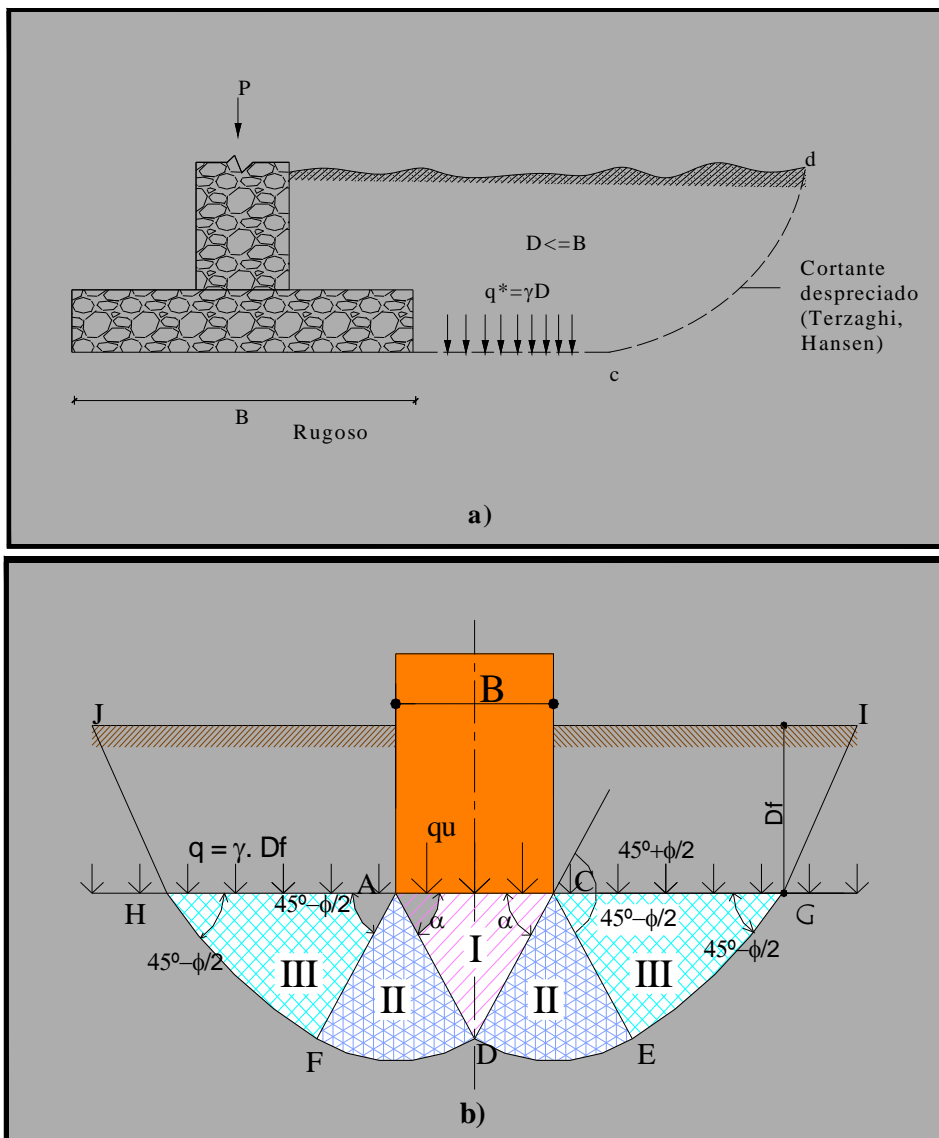


Figura [2.6]. Falla por capacidad de carga en el suelo bajo una fundación corrida, rígida y rugosa (método de Terzaghi)

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag127)



Terzaghi terminó las zonas de corte en un nivel uniforme de la fundación, es decir, en el plano HA y GC de la figura. Esto significa que él consideró al suelo comprendido entre la superficie y la profundidad de la fundación solo como una sobrecarga equivalente. q , que no ofrece resistencia al corte (es decir que la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla HJ y GI fue despreciada). Esta es la suposición más conservadora de este método y es la principal razón para que el mismo esté relativamente limitado a fundaciones superficiales.

Terzaghi usando el análisis del equilibrio. Expresó la capacidad última de carga de la fundación mediante las ecuaciones de la **Tabla [2.1]**.

Tabla [2.1]. Ecuación general de Terzaghi

Ecuación de Terzaghi			
$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \quad \text{Ec. (2.19)}$			
$N_c = \cot \phi \left[\frac{a^2}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1)$			
$a = e^{\left(\frac{3\pi - \phi}{4} \right) \tan \phi}$	$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$	$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \cdot \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$	
Factores de forma de Terzaghi para fundaciones:			
	Continúa	Circular	Cuadrada
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8
Entonces para estimar la capacidad de carga última en <i>fundaciones o cimentaciones cuadradas o circulares</i> , la ecuación (2.21) puede modificarse a.			
$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Fundación cuadrada } B = L)$			
$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Fundación circular } B = \text{diámetro})$			
Donde: γ = Peso específico del suelo q_u = Capacidad última de carga c = Cohesión B = Ancho de la zapata $q = \gamma \cdot D_f$ Sobrecarga del suelo N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción del suelo $K_p \gamma$ = Coeficiente de empuje pasivo.			



Terzaghi no explicó de una manera clara como obtuvo los valores de $Kp\gamma$ y es por tal razón que Kumbhojkar presentó una serie de valores de N_γ que resultan ser la mejor aproximación a valores obtenidos por Terzaghi.

A continuación en la **tabla [2.2]** se presenta los valores de los factores de capacidad de carga de Terzaghi; para una serie de ángulos de fricción ϕ .

Tabla [2.2.] Factores de capacidad de carga para las ecuaciones de Terzaghi
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.129)

ϕ	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^a Según Kumbhojkar (1993)

Para fundaciones que presentan el modo de falla por corte local en suelos, Terzaghi sugirió las siguientes modificaciones:

$$q_u = \frac{2}{3}c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \quad (\text{Fundación corrida}) \quad \text{Ec. (2.20)}$$

$$q_u = 0.867 \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \quad (\text{Fundación cuadrada}) \quad \text{Ec. (2.21)}$$

$$q_u = 0.867 \cdot c \cdot N'_c + q \cdot N'_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_\gamma \quad (\text{Fundación circular}) \quad \text{Ec. (2.22)}$$



Donde N'_c, N'_q, N'_γ , son factores de capacidad de carga modificados. Estos se pueden calcular a partir de las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (N_c, N_q, N_γ respectivamente). Reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3} \tan \phi)$. La variación de N'_c, N'_q y N'_γ con el ángulo ϕ de fricción del suelo se da en la **Tabla [2.3]**.

Tabla [2.3.] Factores modificados de capacidad de carga de Terzaghi N'_c, N'_q, N'_γ

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag. 130)

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

2.3.2.2. Teoría de la capacidad de carga según Meyerhoff.

Meyerhoff (1951-1963) propuso una ecuación de capacidad última de carga similar a la de Terzaghi. Donde la principal característica de la ecuación de Meyerhoff es la inclusión del factor de forma S_q , factores de profundidad d_i y además los factores de inclinación i_i , para el caso en que la carga aplicada a la fundación se encuentre inclinada en el ángulo θ respecto a la vertical.

Las diferencias básicas entre ambas ecuaciones son las siguientes:

- Meyerhoff toma en cuenta la resistencia al corte del suelo por encima de la base de la zapata (es decir toma en cuenta la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla DI) figura [2.7]



- Asume que la superficie de falla se extiende hasta la superficie del terreno. Para la determinación de q_u .
- La ecuación de Meyerhoff puede ser aplicada a fundaciones rugosas tanto superficiales como profundas.

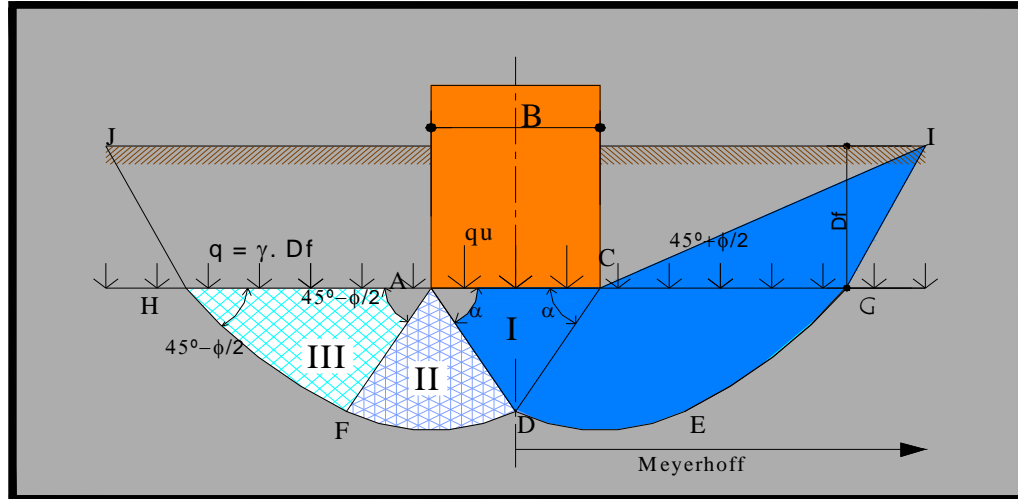


Figura [2.7]. Método de Meyerhoff (Das, 1999)
(Fuente: Elaboración propia)

La ecuación propuesta por Meyerhoff, así como los factores utilizados por este autor, se presentan a continuación en la **Tabla [2.4]**:

Tabla [2.4.] Ecuación general de Meyerhoff

Ecuación de Meyerhoff	
Ecuación inclinada:	
$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$	Ec. (2.23)
Carga vertical:	
$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$	Ec. (2.24)
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$	
$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$	
$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\phi) \quad ; \text{ véase } \textit{tabla 2.5}$	
Factores de forma	
Para $\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \qquad s_q = s_\gamma = 1$
Para $\phi \geq 10$	$s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \qquad s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$



Tabla [2.4.](Continuación).Factores ecuación general de Meyerhoff

Factores de profundidad	
Para $\phi=0$	$d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{L} \right) \quad d_q = d_\gamma = 1$
Para $\phi \geq 10^\circ$	$d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{L} \right)$ $d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{L} \right) \cdot \sqrt{\tan^2 \cdot \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$
Factores de inclinación	
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\phi} \right)^2$ $i_c = i_q \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ} \right)^2 \quad \text{Donde } \theta = \text{inclinación de la carga respecto a la vertical}$

En la **Tabla [2.4]** se incluyen tanto los factores de forma “s”, los factores de profundidad “d” y los factores de inclinación “i”.

Los factores de inclinación “i” son determinados para cargas inclinadas que forman un ángulo θ con la vertical y se aplica en la dirección del ancho de la zapata.

Tabla [2.5.] Factores de capacidad de carga de Meyerhoff $N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones “Braja M. Das” pag. 140)

ϕ	N_γ	ϕ	N_γ	ϕ	N_γ	ϕ	N_γ
0	0.00	14	0.92	28	11.19	42	139.32
1	0.002	15	1.13	29	13.24	43	171.14
2	0.01	16	1.38	30	15.67	44	211.41
3	0.02	17	1.66	31	18.56	45	262.74
4	0.04	18	2.00	32	22.02	46	328.73
5	0.07	19	2.40	33	26.17	47	414.32
6	0.11	20	2.87	34	31.15	48	526.44
7	0.15	21	3.42	35	37.15	49	6.74.91
8	0.21	22	4.07	36	44.43	50	873.84
9	0.28	23	4.82	37	53.27	51	1143.93
10	0.37	24	5.72	38	64.07	52	1516.05
11	0.47	25	6.77	39	77.33	53	2037.26
12	0.60	26	8.00	40	93.69		
13	0.74	27	9.46	41	113.99		



2.3.2.3. Teoría de la capacidad de carga según Hansen.

Hansen (1970) propuso una ecuación general de capacidad última de carga. La ecuación de Hansen es una extensión al trabajo de Meyerhoff, siendo la principal diferencia con las ecuaciones anteriores lo siguiente:

- Hansen toma en cuenta un factor b_i para considerar el efecto de una posible inclinación de la superficie de fundación. Esta inclinación es medida respecto a la horizontal.
- Además toma en cuenta el factor g_i que considera el caso en que la fundación esta siendo soportada por la superficie de un talud que se encuentra formando un ángulo β con la horizontal.
- Al igual que la ecuación de Meyerhoff, la ecuación de Hansen puede ser utilizada tanto para fundaciones superficiales como profundas, ya que está incluido un factor de profundidad d_i .

La ecuación general de Hansen es descrita en la **Tabla [2.6 a]**

Tabla [2.6 a]. Ecuación de Hansen

Ecuación de Hansen	
$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad \text{Ec. (2.25)}$	
Para $\phi = 0$	
$q_u = 5.14 \cdot c_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q \quad \text{Ec. (2.26)}$	
$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$	$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \cdot \tan \phi$
$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$	

La **Tabla [2.6 b]** presenta las ecuaciones para la determinación de los factores de forma, profundidad, inclinación de carga, inclinación de la superficie de fundación y finalmente el factor que considera el efecto que produce cuando una fundación es emplazada sobre un talud.

Para la utilización de la **Tabla [2.6b]** se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Usar s_c, d_c solo para $\phi = 0$
- Las dimensiones efectivas de B' y L' son utilizadas para el caso de cargas excéntricas y cargas inclinadas como se observa en la *figura [2.8]*. Estas dimensiones efectivas son utilizadas para el cálculo de los factores de forma pero no para el cálculo de los factores de profundidad. Cuando solo existe excentricidad en la dirección L , el valor de B' en el término N_γ es igual a B .



- La variable c_a representa la adhesión de la base y es igual a $(0.6 - 1.0) \times$ Cohesión de la base.
- La identificación de los ángulos η y β es realizada a partir de la *Figura [2.8]* presentada a continuación. La posición de H_i (H_B o H_L) puede también causar excentricidad. Se debe notar que V es la fuerza normal a la base y no la resultante R . Esta última resulta de la combinación de H_i y V .

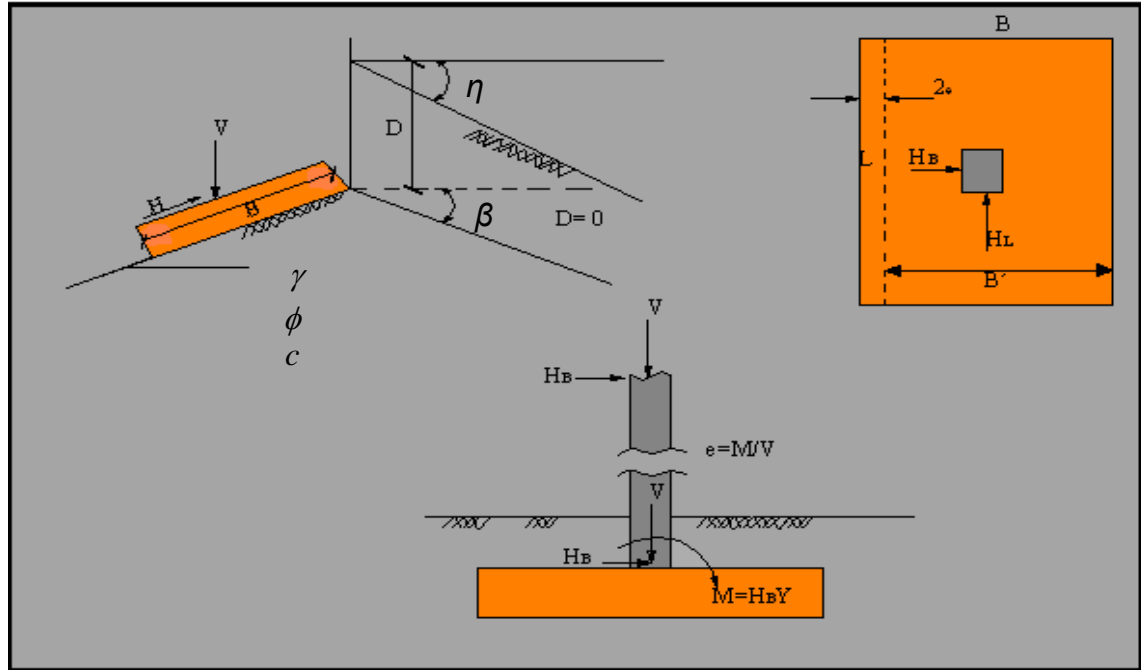


Figura [2.8] Ecuación de Hansen- Tabla [2.6 b]

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla [2.6 b]. Factores para la ecuación general de Hansen

Ecuación de Hansen		
Factores de forma		
Para todo ϕ	$s_c = 0.2 \left(\frac{B'}{L'} \right)$	Para $\phi = 0$
	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	
	$s_c = 1$	Para continua
	$s_{qH} = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	$s_{qV} = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	



Tabla [2.6 b] (Continuación). Factores para la ecuación general de Hansen

Factores de profundidad		
Para $D_f/B \leq 1$	$d_c = 0.4 \frac{D_f}{B}$ $d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $d_\gamma = 1$	Para ecuación (2.26)
Para $D_f/B > 1$	<p>Donde el factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ esta en radianes</p> $d_c = 1 + (0.4) \cdot \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $d_\gamma = 1$	
Factores de terreno		
	$g_c = \frac{\beta}{147^\circ} \quad \phi = 0$ $g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$	
Factores de base (base inclinada)		
	$b_c = \frac{\eta}{147^\circ} \quad \phi = 0$ $b_c = 1 - \frac{\eta}{147^\circ} \quad \phi > 0$ $b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \tan \phi)}$ $b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \tan \phi)}$	
Donde η está en radianes.		



Tabla [2.6 b] (Continuación). Factores para la ecuación general de Hansen

Factores de inclinación	
$i_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f \cdot c_a}}$	
Donde c_a es el factor de adherencia	
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_q = \left[1 - \frac{0.5 H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{\alpha 1}$
Para $2 \leq \alpha 1 \leq 5$	
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{\alpha 2}$	$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{\alpha 2}$
Para $2 \leq \alpha 2 \leq 5$	
$A_f = \text{Área de la zapata efectiva}$	

Hansen (1970) dio una ecuación para el cálculo de i_c . Cuando $\phi > 0$. La ecuación presentada en la **Tabla [2.6 b]** es de Hansen (1961). También usada por Vesic.

Para la determinación del factor de inclinación i_i en la ecuación de Hansen debe tomarse en cuenta que la componente horizontal de la carga, H y la componente vertical, V son perpendiculares y paralelas, a la base respectivamente. Luego, para el *caso general de cargas inclinadas* se tiene:

- Usar H_i como H_B si la carga horizontal es paralela a B o H_i como H_L si la carga es paralela a L o ambos si existe carga horizontal en ambas direcciones.
- Cuando H es paralelo a la dimensión B , $H_i = H_B$. Para el caso en que $H_B = 0$ se tiene:

$$i_{c,B}, i_{q,B}, i_{\gamma,B} = 1$$

- Cuando H es paralelo a la dimensión L , $H_i = H_L$. Para el caso en que $H_L = 0$ se tiene:

$$i_{c,L}, i_{q,L}, i_{\gamma,L} = 1$$

Estos valores de H_i son utilizados para el cálculo de los factores de inclinación según la **Tabla [2.6b.]** Una vez calculados los factores de inclinación, los factores de forma son calculados a través de las ecuaciones que se presentan a continuación en la **Tabla [2.7.]**

Determinados los factores de forma, estos deben ser remplazados en la ecuación de capacidad de carga de Hansen, que adaptada para el caso general de carga inclinada, tienen la siguiente forma:



Tabla [2.7.] Ecuaciones de Hansen para el caso general de carga inclinada

Ecuación de Hansen para caso general de carga inclinada	
$q_u = c \cdot N_c \cdot s_{c,B} \cdot d_{c,B} \cdot i_{c,B} \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_{q,B} \cdot d_{q,B} \cdot i_{q,B} \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma,B} \cdot d_{\gamma,B} \cdot i_{\gamma,B} \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad \text{Ec. (2.27)}$	
$q_u = c \cdot N_c \cdot s_{c,L} \cdot d_{c,L} \cdot i_{c,L} \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_{q,L} \cdot d_{q,L} \cdot i_{q,L} \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma,L} \cdot d_{\gamma,L} \cdot i_{\gamma,L} \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad \text{Ec. (2.28)}$	
Finalmente el valor de q_u , es el < entre los dos valores obtenidos de (2.27) y (2.28)	
Factores de Hansen para el caso general de carga inclinada	
$s_{c,B} = 0.2 B_{i_{c,B}} / L \quad \text{Para } \phi = 0$	
$s_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'_{i_{c,B}}}{L'}$	
$s_{q,B} = 1 + \text{sen } \phi \cdot \frac{B'_{i_{q,B}}}{L'}$	
$s_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'_{i_{\gamma,B}}}{L'_{i_{\gamma,L}}}$	
$s_{c,L} = 0.2 L_{i_{c,L}} / B \quad \text{Para } \phi = 0$	
$s_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{L'_{i_{c,L}}}{B'}$	
$s_{q,B} = 1 + \text{sen } \phi \cdot \frac{L'_{i_{q,L}}}{B'}$	
$s_{\gamma,B} = 1 - 0.4 \cdot \frac{L'_{i_{\gamma,L}}}{B'_{i_{\gamma,B}}}$	
<p>Nota.- El valor de $s_{\gamma,i}$ debe ser mayor o igual a 0.6, es decir, $s_{\gamma,i} \geq 0.6$</p> <p>Si este valor es menor a 0.6 entonces usar 0.6.</p>	

2.3.2.4. Teoría de la capacidad de carga según Vesic.

Las ecuaciones propuestas por Vesic (1973) son esencialmente igual a la propuesta por el método de Hansen (1961), salvo la introducción de algunos cambios que se especifica a continuación:

- El término N_γ tiene una ecuación ligeramente diferente.
- Los factores de inclinación de carga i_i , inclinación de la superficie de fundaciones b_i , y el factor de fundación emplazada sobre un talud g_i son calculados de manera diferente.



La **Tabla [2.8 a.]** Muestra la ecuación de Vesic, con sus correspondientes factores.

Tabla [2.8 a]. Ecuación de Vesic

Ecuación de Vesic	
$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \text{ Ec. (2.29)}$	
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	
$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$	
$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi$	

La **Tabla [2.8 b]**, presenta las ecuaciones propuestas por Vesic para la determinación de los factores de inclinación de carga, inclinación de la superficie de fundación y finalmente el factor que considera el efecto que se produce cuando una fundación es emplazada sobre un talud.

Las consideraciones a tomar para el uso de estas ecuaciones son las mismas que las realizadas en el método de Hansen, salvo que Vesic a diferencia de Hansen, para el caso de carga inclinada, no toma en cuenta la determinación de los nuevos factores de forma es decir a los factores de inclinación.

Para Vesic el exponente m incluye la inclinación de la carga, la ecuación de Vesic no es adaptada para el caso de carga inclinada, y en este caso, el valor B' en el término N_γ es igual a la menor dimensión lateral real, incluso cuando $H_i = H_L$.

Por lo tanto cuando $H_i = H_B$, entonces $m = m_B$, Luego, $m = m_L$ cuando $H_i = H_L$.

En caso de que $H_B \neq 0$ y $H_L \neq 0$, usar $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Recordar que debe usarse las dimensiones de B y L , y no así las dimensiones de B' y L' . Para el caso de cargas excéntricas e inclinadas usar B' y L' en la determinación de los factores de forma.

Finalmente cuando $\phi = 0$ y $\beta \neq 0$, usar $N_\gamma = -2 \sin(\pm \beta)$.

Tabla [2.8b]. Factores para la ecuación general de Vesic

Ecuación de Vesic: Factores de forma	
$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_c = 1 \quad \text{Para continua}$
$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$	
$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'} \geq 0.6$	



Tabla [2.8b] (Continuación). Factores para la ecuación general de Vesic

Factores de profundidad	
Para $D_f/B \leq 1$	$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$
Para $D_f/B > 1$ Donde el factor $\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ está en radianes	$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B}$ $d_\gamma = 1 \quad \text{Para todo } \phi$
Factores de terreno	
	$g_c = \frac{\beta}{5.14} \quad (\phi = 0) \quad \beta \text{ Radianes}; \quad g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad (\phi > 0^\circ)$ $g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$
Factores de base (base inclinada)	
	$b_c = g_c \quad (\phi = 0)$ $b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$ $b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi)^2 \quad \text{Donde } \eta \text{ está en radianes.}$
Factores de inclinación	
	$i_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f \cdot c_a \cdot N_c} \quad \text{Donde } c_a \text{ es el factor de adherencia Para } \phi = 0$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \text{Para } \phi > 0$
	$i_q = 1 - \left[\frac{H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^m$ $i_\gamma = \left[1 - \frac{H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$
	$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$ $m = m_L = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$



2.3.3. Criterios para la elección de la ecuación adecuada en la determinación de la capacidad última de carga

Bowles (1988) sugiere para la elección de ecuaciones tomar en cuenta el criterio escrito en la **Tabla [2.9]** Sin embargo, por lo general, es buena práctica usar al menos dos métodos y comparar los resultados obtenidos con cada método. Si los valores obtenidos son muy diferentes se aconseja utilizar un tercer método. Otra buena práctica es utilizar un valor promedio de los valores obtenidos.

Tabla [2.9] Criterios para la elección de ecuaciones
(Fuente: Foundation Analysis and Design "Bowles")

Ecuación	Mejor para
Terzaghi	Suelos muy cohesivos donde $D_f / B \leq 1$ sobre todo cuando se quiere una estimación rápida de q_u . No debe ser usada para casos en que se presenten zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales, o para zapatas fundadas en bases inclinadas o en superficie de un talud.
Hansen, Meyerhof y Vesic	Pueden ser usadas en cualquier situación dependiendo de la familiaridad que tenga el usuario con cualquiera de los métodos.
Hansen, Vesic	Cuando la zapata es fundada en una base inclinada o en la superficie de un Talud; o cuando $D_f / B > 1$

2.4. MODIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE APOYO POR LA POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

2.4.1. Condiciones drenadas

Todas las ecuaciones desarrolladas anteriormente para determinar la capacidad última de carga toman como base la hipótesis de que el nivel freático está localizado muy por debajo de la superficie de falla del suelo que soporta la fundación.

Sin embargo, si el nivel freático está cerca del nivel de fundación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad última de carga dependiendo de la localización del nivel de agua. Dichas correcciones deben ser realizadas solo cuando se trabaja en condiciones drenadas.

Este fenómeno puede ser mejor explicado con la *figura [2.9]*, en la cuál el nivel freático está localizado a una distancia " d " por debajo de la superficie del suelo, la corrección por efecto del nivel freático es realizada para los siguientes casos:

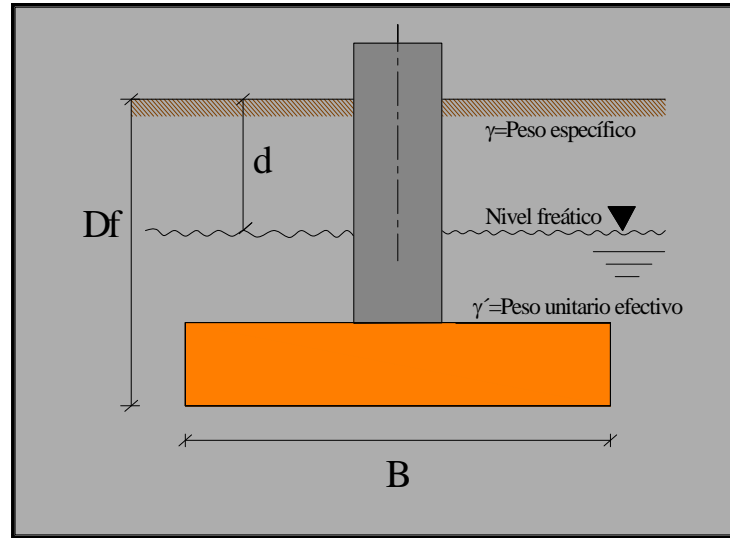


Figura [2.9.] Efecto del nivel freático en la capacidad última de carga
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.133)

Caso I.- ($d = 0$)

Para $d = 0$, el peso unitario del suelo debe ser cambiado por el peso unitario efectivo del suelo γ' . Donde:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad \text{Ec. (2.30)}$$

Donde: γ_{sat} = Peso específico saturado del suelo

γ_w = Peso específico del agua

Luego, la sobrecarga q será igual a $q = \gamma' \cdot D_f$; y para el término que contiene a N_γ , γ será cambiado por γ' .

Caso II.- ($0 < d \leq D_f$)

Para este caso, la sobrecarga será igual $q = d \cdot \gamma + (D_f - d) \cdot \gamma'$, además, el valor de γ en el último término de la ecuación tiene que ser remplazada por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Caso III.- ($D_f < d \leq B$)

En este caso el nivel freático está localizado por debajo de nivel de fundación, hasta una distancia B , cuando se cumpla esta condición la sobrecarga $q = \gamma \cdot D_f$, y el factor γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de carga asociado N_γ , debe ser remplazado por un peso unitario efectivo promedio $\bar{\gamma}$

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \left(\frac{d - D_f}{B} \right) \cdot (\gamma - \gamma') \quad \text{Ec. (2.31)}$$

Caso IV.- ($d \leq D_f + B$)

Para $d \leq D_f + B$ tanto el valor de sobrecarga como el valor de γ en el último término permanecen iguales; es decir el nivel freático no tiene influencia sobre la capacidad de carga.



2.4.2. Condiciones no drenadas

Para esta condición no es necesario realizar correcciones por efecto del nivel freático, ya que se trabaja con parámetros de esfuerzos totales, esta condición se presenta a corto plazo en depósitos de suelos de baja permeabilidad.

2.5. EFECTO DE LA COMPRESIBILIDAD DEL SUELO

El efecto de la compresibilidad del suelo se debe al cambio de modo de falla en el suelo es decir de falla por corte general a falla por corte local. Para tomar en cuenta la compresibilidad del suelo Vesic (1973) propuso las siguientes modificaciones en la ecuación de capacidad última de carga:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot c_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot c_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot c_\gamma \quad \text{Ec. (2.32)}$$

Donde: c_c, c_q, c_γ = Factores de compresibilidad del suelo

Los factores de compresibilidad del suelo fueron obtenidos por Vesic por analogía de expansión de cavidades. De acuerdo con esa teoría, para calcular c_c, c_q, c_γ , deben tomarse en cuenta los siguientes pasos:

- 1.- Calcular el *índice de rigidez*, I_r del suelo, a una profundidad aproximada de $B/2$ por debajo del nivel de fundación.

$$I_r = \frac{G}{c + q \tan \phi} \quad \text{Ec. (2.33)}$$

Donde: G = Módulo cortante del suelo

ϕ = Ángulo de fricción del suelo

q = Presión efectiva de sobrecarga a una profundidad de $D_f + B/2$

- 2.- El índice de rigidez crítico del suelo, $I_{r(cr)}$ puede ser expresado como:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ e^{\left(\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right)} \right\} \quad \text{Ec. (2.34)}$$

- 3.- Si $I_r \geq I_{r(cr)}$, usar $c_c, c_q, c_\gamma = 1$ Sin embargo si $I_r < I_{r(cr)}$

$$c_\gamma = c_q = e^{\left(-4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right) \tan \phi + \left(\frac{(3.07 \sin \phi)(\log 2 I_r)}{1 + \sin \phi} \right)} \quad \text{Ec. (2.35)}$$

Para $\phi=0$

$$c_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.60 \log I_r \quad \text{Ec. (2.36)}$$



Para otros ángulos $\phi > 0$

$$c_c = c_q - \frac{1 - c_q}{N_q \cdot \tan \phi} \quad \text{Ec. (2.37)}$$

2.6. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA PARA FUNDACIONES RECTANGULARES CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE

La carga excéntrica en fundaciones superficiales ocurre cuando la carga vertical P es aplicada en un lugar distinto al centroide, es decir, fuera del centro de gravedad de la fundación, o cuando la fundación es sometida a un momento M además de la carga vertical como muestra la figura [2.10]. Para cuya determinación existen distintos métodos, a continuación se desarrollan algunos de ellos.

2.6.1. Método de Meyerhof

El método de Meyerhof denominado también como método de “área efectiva”. Dice que las excentricidades de carga están dadas por:

$$e_L = \frac{M_B}{P} \quad \text{Ec. (2.38)}$$

$$e_B = \frac{M_L}{P} \quad \text{Ec. (2.39)}$$

Donde: e_L, e_B = Excentricidad de carga, en dirección del eje largo y corto de la fundación, respectivamente.

M_L, M_B = Componente de momento en el lado largo y corto de la fundación.

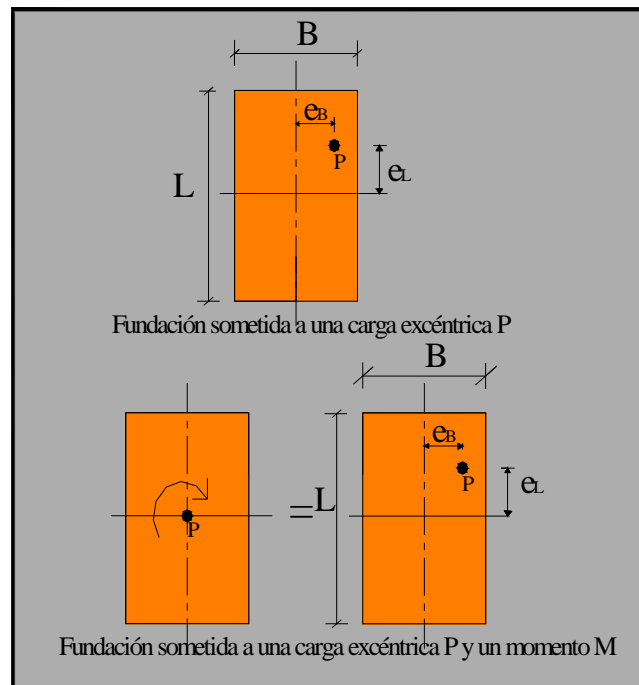


Figura [2.10] Carga excéntrica en una fundación rectangular
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones “Braja M. Das” pag.151)



El método de Meyerhof considera solamente el caso de *excentricidad en una dirección*, cómo se muestra en la *figura [2.11]*.

Por lo tanto, la capacidad portante en este método puede ser calculada con la Ec. (2.23):

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Para su cálculo se debe seguir los siguientes pasos:

1. Determinar las dimensiones efectivas de la fundación

Si $e_L = 0$, se tiene:

$$B' = B - 2 \cdot e_B ; \quad L' = L \quad A' = B' L' \quad \text{Ec. (2.40)}$$

Sin embargo si $e_B = 0$, el área efectiva es:

$$L' = L - 2 \cdot e_B ; \quad B' = B \quad A' = B' L' \quad \text{Ec. (2.41)}$$

Donde:

A' = Área efectiva

B' = Ancho efectivo

L' = Largo efectivo

En la Ec. (2.41) el valor del ancho efectivo B' es el menor valor de B y $(L - 2e_B)$.

El área efectiva se define como el área mínima de contacto de la fundación, de tal manera que la carga resulte aplicada en el centroide o centro de gravedad del área efectiva A' .

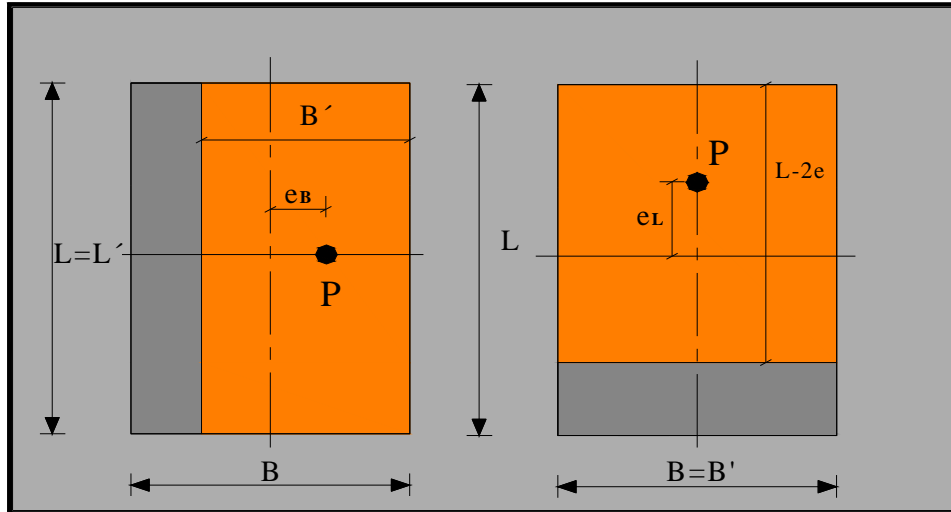


Figura [2.11] Excentricidad de carga en una dirección para fundaciones rectangulares.
(Fuente: Elaboración propia)

Para determinar los valores de los factores de forma s_c, s_q, s_γ Se deben utilizar las ecuaciones de la **Tabla [2.10]**. En estas ecuaciones las dimensiones de B y L deben ser reemplazados por el ancho efectivo B' o el largo efectivo L' respectivamente.

De igual manera para la determinación de los factores de profundidad d_c, d_q, d_γ . Se debe utilizar las ecuaciones de la **Tabla [2.10]**. En este caso el valor de B no deben ser reemplazado por el ancho efectivo B' .



2.6.2. Método de Prakash y Saran

Prakash y Saran basándose en los resultados de sus modelos ensayados, sugieren para la determinación de la capacidad última de carga utilizar la Ec. (2.42). Esta ecuación es utilizada solamente para el caso de excentricidad en una dirección, *figura [2.11]* y tiene la siguiente forma:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_{c(e)} + q \cdot N_q \cdot s_{q(e)} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_{\gamma(e)} \quad \text{Ec. (2.42)}$$

Debe notarse que la Ec. (2.42) no contiene factores de profundidad. Las relaciones a utilizarse para los factores de forma, son los siguientes:

$$s_{\gamma(e)} = 1 + \left(\frac{2e_B}{B} - 0.68 \right) \cdot \frac{B}{L} + \left(0.43 - \frac{3e_B}{2L} \right) \left(\frac{B}{L} \right)^2 \quad \text{Ec. (2.43)}$$

$$s_{q(e)} = 1 \quad \text{Ec. (2.44)}$$

$$s_{c(e)} = 1 - 0.2 \cdot \left(\frac{B}{L} \right) \quad \text{Ec. (2.45)}$$

2.6.3. Método de Highter y Anders

El método de Highter y Anders se aplica a casos donde exista excentricidad en las dos direcciones, es decir $e_L \neq 0$ y $e_B \neq 0$. Highter y Anders desarrollaron cuatro posibles casos para la determinación de la capacidad última de carga, los casos se presentan a continuación:

Caso I.- $e_L/L \geq 1/6$ y $e_B/B \geq 1/6$.

El área efectiva para esta condición se muestra en la *figura [2.12]*. Para este se debe calcular:

$$A' = \frac{1}{2} \cdot B_1 \cdot L_1 \quad \text{Ec. (2.46)}$$

Donde: $B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right) \quad \text{Ec. (2.47)}$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right) \quad \text{Ec. (2.48)}$$

El largo efectivo L' es el mayor de las dos dimensiones, es decir B_1 y L_1 . Entonces, el ancho efectivo es: $B' = A'/L'$

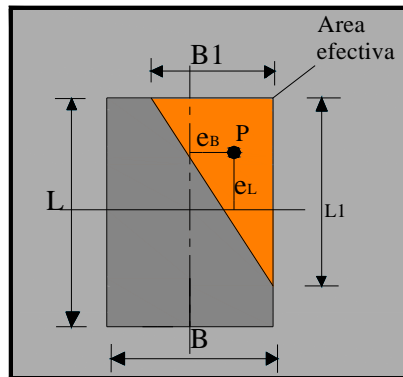


Figura [2.12] Área efectiva para el caso de $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$.

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.152)



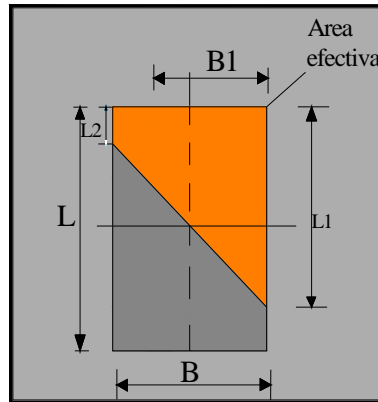
Caso II.- $e_L/L < 0.5$ y $e_B/B < 1/6$.

El área efectiva para este caso se muestra en la figura [2.13(a)]. Una vez que se conocen los valores de e_L/L y e_B/B . Los valores de L_1 y L_2 pueden ser obtenidos a partir de la figura [2.13 (b)] o de las figuras [2.14] y [2.15].

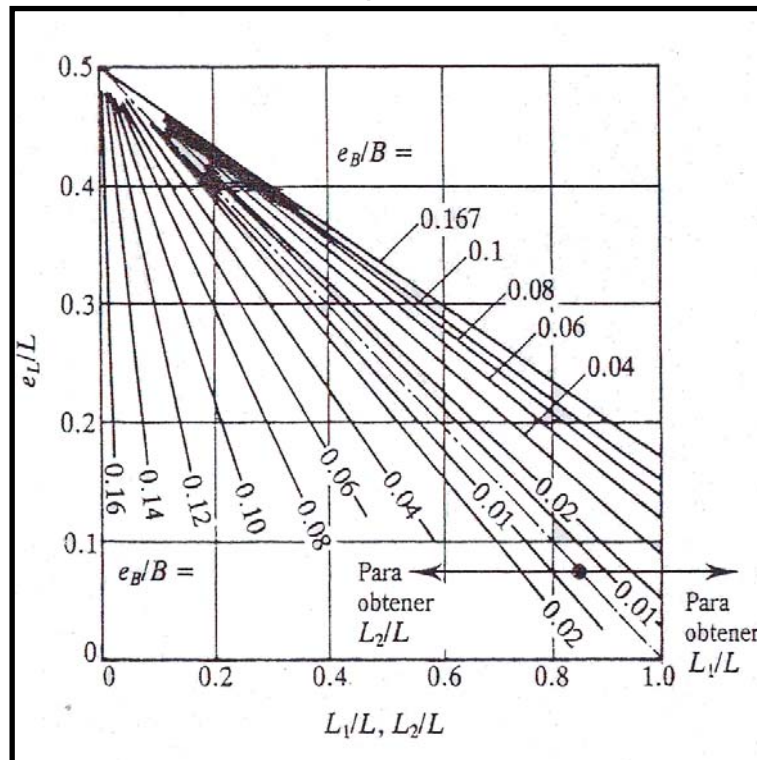
El área efectiva es:
$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2) \cdot B \quad \text{Ec. (2.49)}$$

El ancho efectivo es:
$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ ó } L_2} \quad \text{Ec. (2.50)}$$

El largo efectivo es el mayor valor entre $L' > L_1$ y L_2 Ec. (2.51)



a)



b)

Figura [2.13.] Área efectiva para el caso de $e_L/L < 0.5$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.153)

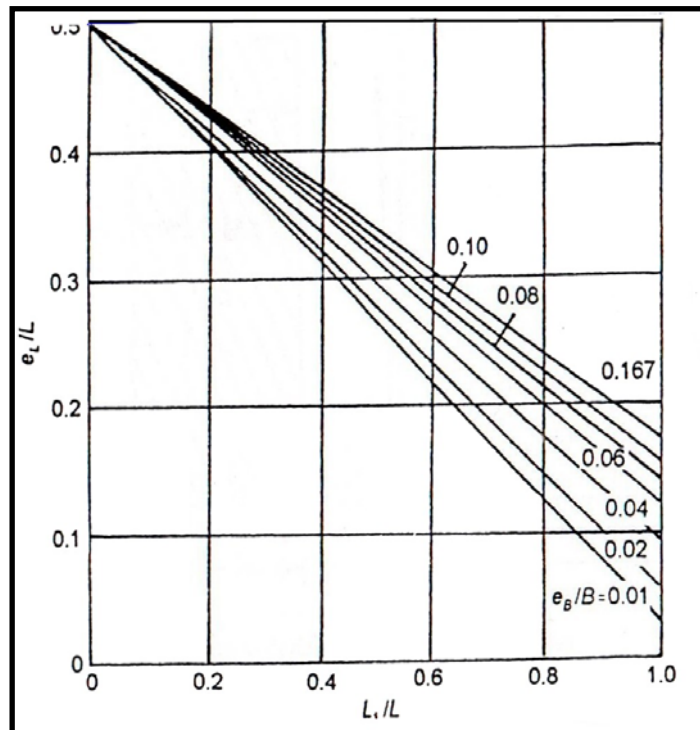


Figura [2.14] Gráfica e_L / L vs. L_1 / L Para el caso de $e_L / L < 0.5$ y $e_B / B < \frac{1}{6}$.
(Fuente: Das Shallow Foundations 1999, pag.108)

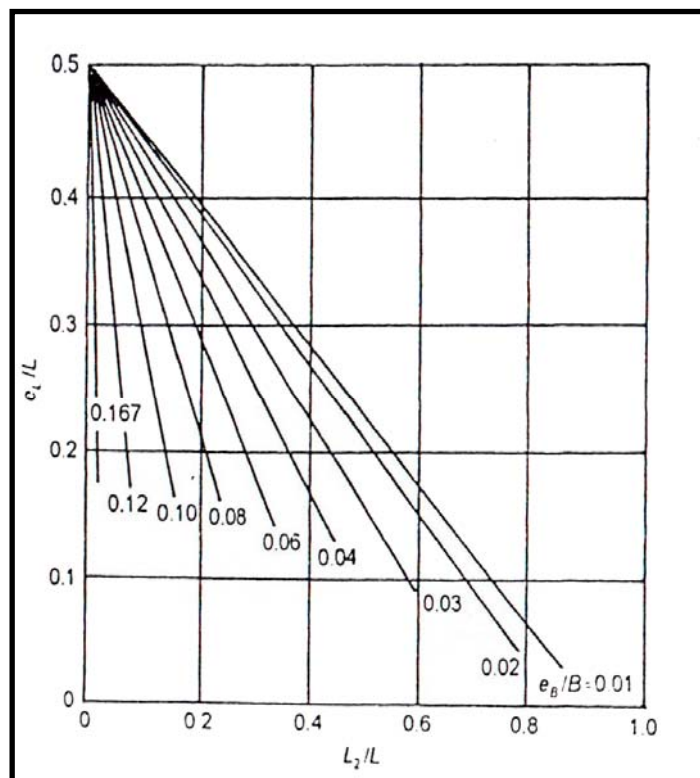


Figura [2.15] Gráfica e_L / L vs. L_2 / L Para el caso de $e_L / L < 0.5$ y $e_B / B < \frac{1}{6}$.
(Fuente: Das Shallow Foundations 1999, pag.108)



Caso III.- $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 0.5$. El área efectiva para este caso se muestra en la figura [2.16 (a)]. De la misma manera que en el caso anterior conocidas las magnitudes de e_L/L y e_B/B . Los valores de B_1 y B_2 pueden ser obtenidos a partir de la figura [2.16 (b)] o de las figuras [2.17] y [2.18].

El área efectiva es:
$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2) \cdot L \quad \text{Ec. (2.52)}$$

El largo efectivo es:
$$L' = L \quad \text{Ec. (2.53)}$$

Finalmente, el ancho efectivo es:
$$B' = \frac{A'}{L'} \quad \text{Ec. (2.54)}$$

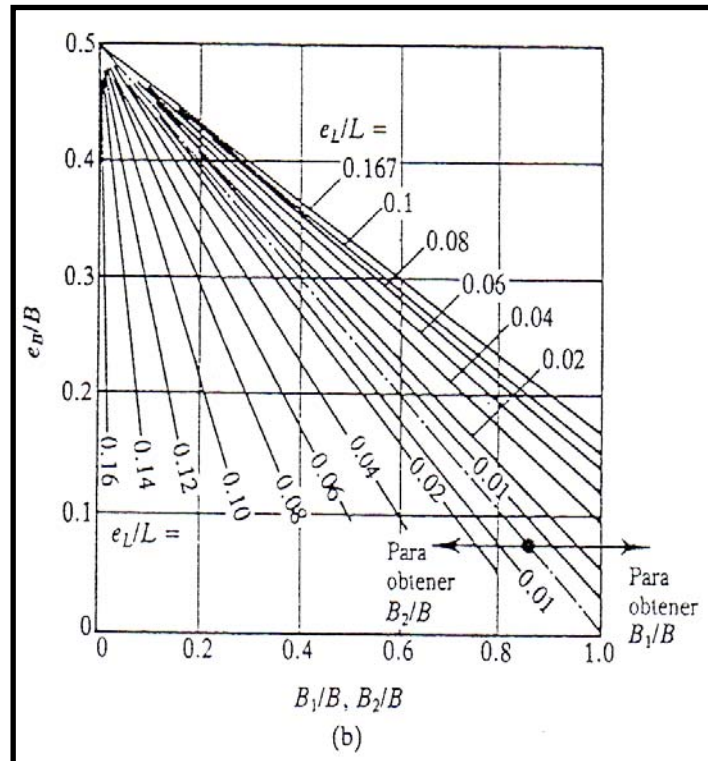
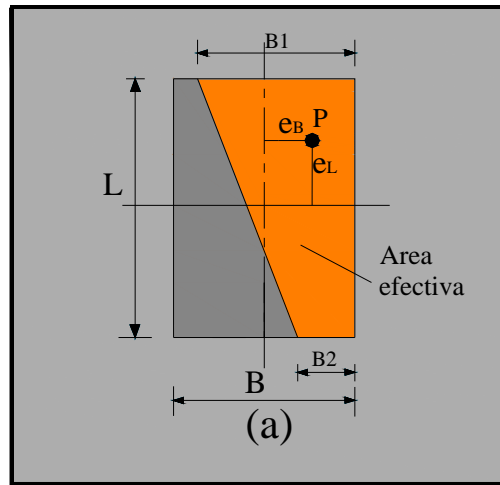


Figura [2.16.] Área efectiva para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < 0.5$.

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.154)

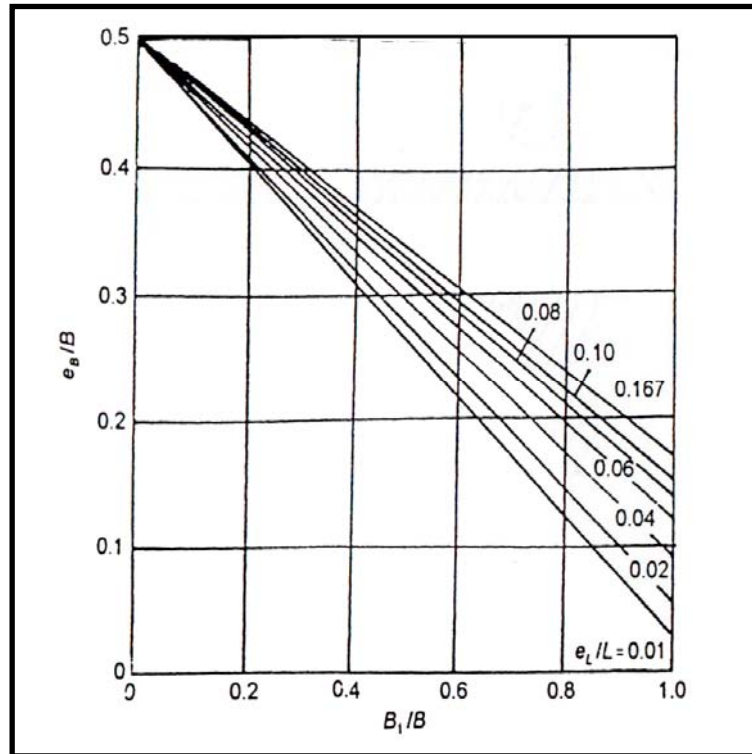


Figura [2.17.] Gráfica e_B / B vs. B_1 / B Para el caso de $e_L / L < \frac{1}{6}$ y $e_B / B < 0.5$.
(Fuente: Das Shallow Foundations 1999, pag.110)

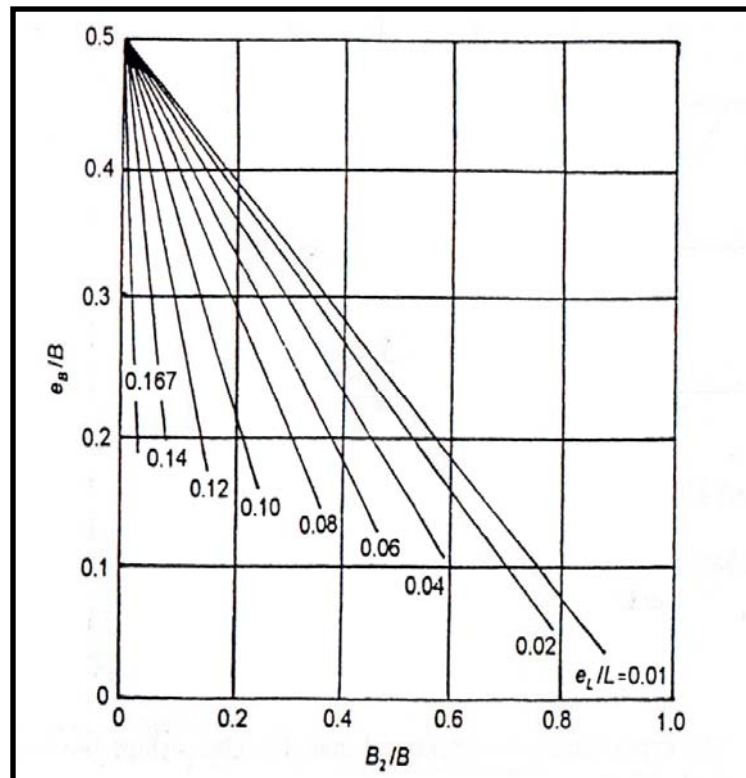


Figura [2.18.] Gráfica e_B / B vs. B_2 / B Para el caso de $e_L / L < \frac{1}{6}$ y $e_B / B < 0.5$.
(Fuente: Das Shallow Foundations 1999, pag.110)



Caso IV.- $e_L/L < 1/6$ y $e_B/B < 1/6$. La figura [2.19 (a)] muestra el área efectiva para este caso. Conocidos los valores de e_L/L y e_B/B . Los valores de B_2 y L_2 pueden ser obtenidos a partir de la figura [2.19 (b)] o de las figuras [2.20] y [2.21] respectivamente.

Luego, el área efectiva es:
$$A' = B \cdot L - \frac{(B - B_2)(L - L_2)}{2} \quad \text{Ec. (2.55)}$$

El ancho efectivo es:
$$B' = \frac{A'}{L'} \quad \text{Ec. (2.56)}$$

El largo efectivo es:
$$L' = L \quad \text{Ec. (2.57)}$$

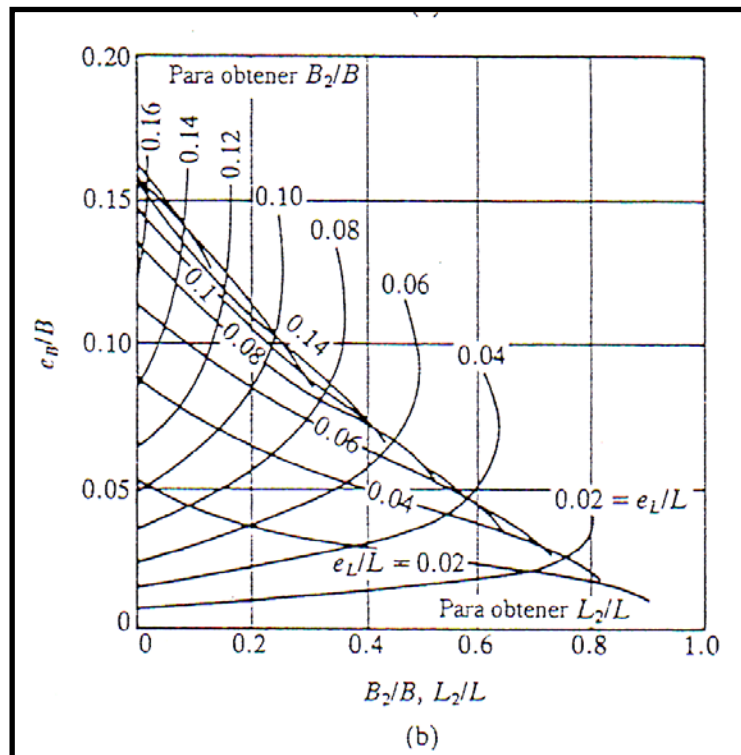
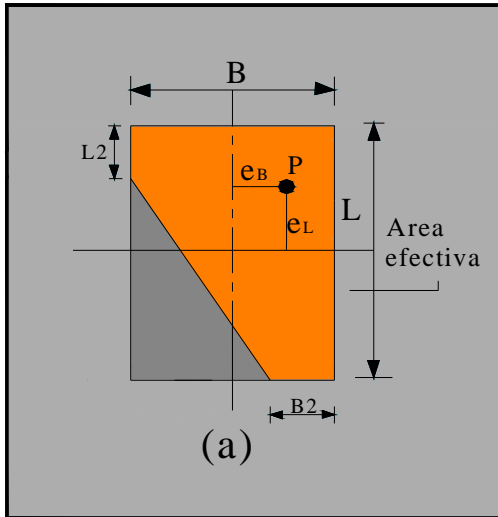


Figura [2.19.] Área efectiva para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$.
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.155)

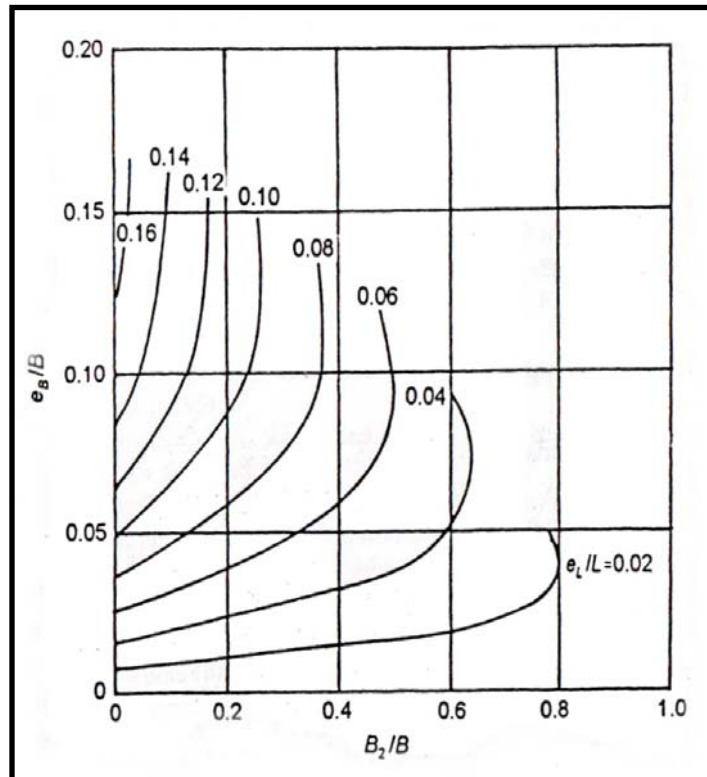


Figura [2.20.] Gráfica e_B/B vs. B_2/B Para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$.
(Fuente: Das Shallow Foundations 1999, pag.111)

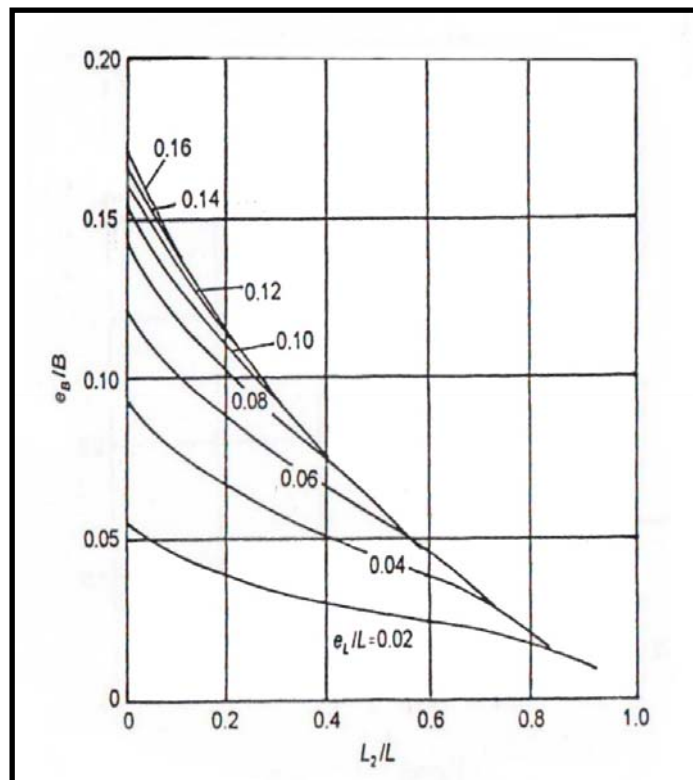


Figura [2.21.] Gráfica e_L/L vs. L_2/L Para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$.
(Fuente: Das Shallow Foundations 1999, pag.112)



Finalmente el valor de B' que es obtenido a partir de la solución de cualquiera de los cuatro casos anteriores, es remplazado en la Ec. (2.23). Los factores de forma y profundidad son determinados a partir de las ecuaciones de la **Tabla [2.10.]**. Tomando en cuenta que B y L deben ser remplazados por B' y L' respectivamente. Mientras que el valor de los factores de capacidad de carga es hallado a partir de la **Tabla [2.11.]**

2.6.4. Método de Hansen y Vesic

Hansen y Vesic también consideran el caso de aplicación de carga excéntrica. Los detalles de este procedimiento ya fueron desarrollados en los apartados [2.3.2.3] y [2.3.2.4].

Tabla [2.10] Factores de forma, profundidad e inclinación recomendados por Das (2001) para la determinación de capacidad de carga para una fundación rectangular cargadas excéntricamente (cuando la carga es aplicada en un lugar distinto del centroide).

Factores	Relación	Fuente
Forma^a ($L > B$)		
	$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	De Beer(1970)
	$s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan \phi$	Hansen (1970)
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	
Profundidad	Para $D_f/B \leq 1$	Hansen (1970)
	$d_c = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$
		$d_\gamma = 1$
	Para $D_f/B > 1$	(Donde el factor $\tan^{-1}(D_f/B)$ esta en radianes)
	$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$
		$d_\gamma = 1$
Inclinación		
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	Hanna y Meyerhof (1963)
	$i_c = i_q \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Meyerhof (1963)
^a Relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio		
Donde θ = inclinación de la carga respecto a la vertical El factor $\tan^{-1} D_f/B$ está en radianes		



Tabla [2.11]. Factores de capacidad de carga recomendados por Das

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.138)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q / N_c
0	5.14	1.00	0.00	0.2
1	5.38	1.09	0.07	0.2
2	5.63	1.2	0.15	0.21
3	5.9	1.31	0.24	0.22
4	6.19	1.43	0.34	0.23
5	6.49	1.57	0.45	0.24
6	6.81	1.72	0.57	0.25
7	7.16	1.88	0.71	0.26
8	7.53	2.06	0.86	0.27
9	7.92	2.25	1.03	0.28
10	8.35	2.47	1.22	0.3
11	8.8	2.71	1.44	0.31
12	9.28	2.97	1.69	0.32
13	9.81	3.26	1.97	0.33
14	10.37	3.59	2.29	0.35
15	10.98	3.94	2.65	0.36
16	11.63	4.34	3.06	0.37
17	12.34	4.77	3.53	0.39
18	13.1	5.26	4.07	0.4
19	13.93	5.8	4.68	0.42
20	14.83	6.4	5.39	0.43
21	15.82	7.07	6.2	0.45
22	16.88	7.82	7.13	0.46
23	18.05	8.66	8.2	0.48
24	19.32	9.6	9.44	0.5
25	20.72	10.66	10.88	0.51
26	22.25	11.85	12.54	0.53
27	23.94	13.2	14.47	0.55
28	25.8	14.72	16.72	0.57
29	27.86	16.44	19.34	0.59
30	30.14	18.4	22.4	0.61
31	32.67	20.63	25.99	0.63
32	35.49	23.18	30.22	0.65
33	38.64	26.09	35.19	0.68
34	42.16	29.44	41.06	0.7
35	46.12	33.3	48.03	0.72
36	50.59	37.75	56.31	0.75
37	55.63	42.92	66.19	0.77
38	61.35	48.93	78.03	0.8
39	67.87	55.96	92.25	0.82
40	75.31	64.2	109.41	0.85
41	83.86	73.9	130.22	0.88
42	93.71	85.38	155.55	0.91
43	105.11	99.02	186.54	0.94
44	118.37	115.31	224.64	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01
46	152.1	1578.51	330.35	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08
48	199.26	222.31	496.01	1.12
49	229.93	265.51	613.16	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.2

Según Vesic (1973)



2.7. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA PARA FUNDACIONES SOBRE SUELOS ESTRATIFICADOS

En las ecuaciones presentadas anteriormente se asume que el suelo que soporta la fundación es homogéneo y que se extiende hasta una profundidad considerable bajo la base de la fundación. Donde la cohesión, el ángulo de fricción y el peso específico del suelo fueron supuestos constantes. Sin embargo, esto no es así en todos los casos, en la práctica es posible encontrar perfiles de suelo estratificado. En tales casos, la superficie de falla bajo la carga última puede extenderse a través de dos o más estratos. Con resistencias al corte diferentes.

2.7.1. Estrato de suelo fuerte sobre estrato de suelo débil

Meyerhof y Hanna (1978) desarrollaron una teoría para estimar la capacidad última de carga de una fundación superficial continua rugosa que se encuentra fundada sobre un estrato de suelo fuerte (duro) el que a su vez se halla descansando sobre un estrato de suelo débil que llega hasta una gran profundidad. De acuerdo con esta teoría, una vez que alcanza la capacidad última de carga q_u , la superficie de falla del suelo dependerá de la relación H/B , como se muestra en la figura [2.22].

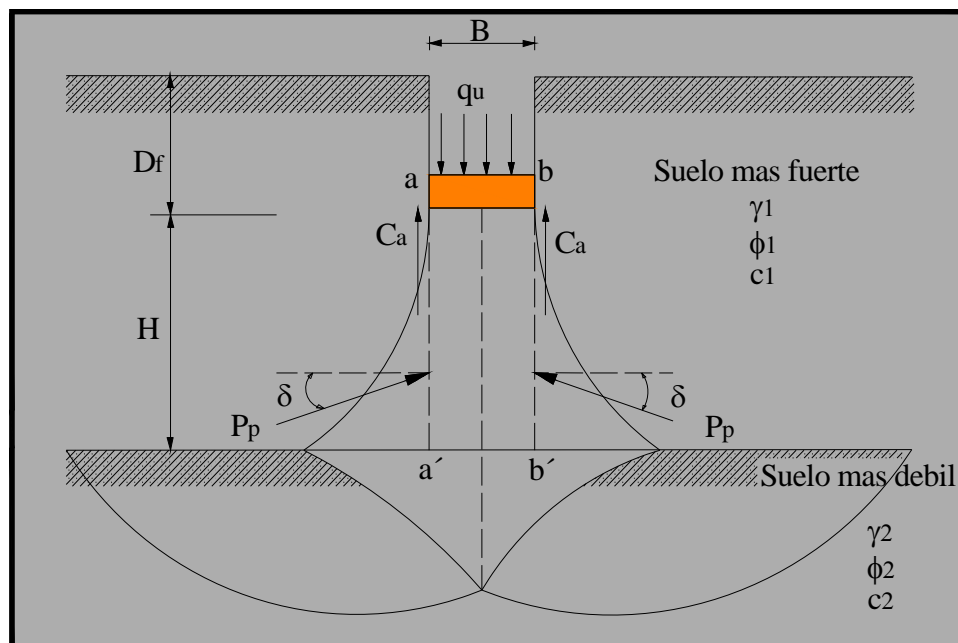


Figura [2.22] Capacidad de carga de una fundación sobre suelo estratificado; suelo fuerte sobre suelo débil

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.172)

- Si la profundidad H es **relativamente pequeña** comparado con el ancho B de la fundación, ocurrirá una falla de cortante por punzonamiento en el estrato superior o estrato fuerte de suelo seguida por una falla por corte general en el estrato inferior o estrato débil como se muestra en la figura [2.22].



La capacidad última de carga para este problema, considerando un largo unitario de la fundación continua es:

$$q_u = q_b + \frac{2(c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma \cdot H \quad \text{Ec. (2.58)}$$

Donde: B = Ancho de la fundación

γ_1 = Peso unitario del estrato fuerte

C_a = Fuerza adhesiva a lo largo de aa' y bb' .

P_p = Fuerza pasiva por unidad de longitud de las caras aa' y bb' .

q_b = Capacidad de carga del estrato inferior del suelo

δ = Inclinação de la fuerza pasiva P_p respecto a la horizontal

Observe que, en la Ec. (2.58), se tiene:

$$C_a = c_a \cdot H \quad \text{Ec. (2.59)}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \quad \text{Ec. (2.60)}$$

$$q_b = c_2 \cdot N_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) \cdot N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad \text{Ec. (2.61)}$$

Donde: c_a = Adhesión unitaria

K_{pH} = Componente horizontal del coeficiente de presión pasiva del terreno.

El subíndice 2 de la Ec. (2.61) se refiere a todas las características del estrato inferior, es decir del estrato débil.

Combinando las ecuaciones (2.59), (2.60) y (2.61) se tiene:

$$q_u = q_b + \frac{2c_{aH}}{B} + \gamma_1 \cdot H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \quad \text{Ec. (2.62)}$$

Sin embargo sea:

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1 \quad \text{Ec. (2.63)}$$

Donde: K_s = Coeficiente de corte por punzonamiento

$$q_u = q_b + \frac{2c_{aH}}{B} + \gamma_1 \cdot H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad \text{Ec. (2.64)}$$

El coeficiente de corte por punzonamiento puede ser estimado a través de la *figura [2.23]*. Esta gráfica presenta la variación de K_s en función de q_2 / q_1 y ϕ_1 ; siendo q_2 y q_1 las capacidades últimas de carga del estrato superior y del estrato inferior respectivamente, teniendo en cuenta que se considera una fundación continua de ancho B sometido a una carga vertical.



Los valores de q_2 y q_1 son obtenidos a partir de las siguientes ecuaciones:

$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad \text{Ec. (2.65)}$$

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad \text{Ec. (2.66)}$$

Donde: $N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}, N_{c(2)}, N_{\gamma(2)}$ = Factores de capacidad de carga correspondientes al ángulo de fricción ϕ_1 y ϕ_2 respectivamente, obtenidos de la **Tabla [2.11]**.

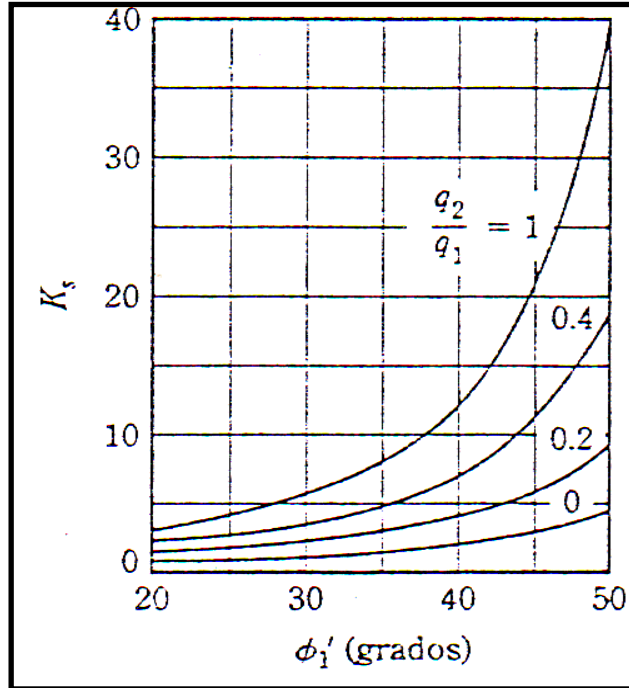


Figura [2.23] Análisis de Meyerhof y Hanna para el Coeficiente K_s de corte por punzonamiento, para el caso de suelo fuerte sobre suelo débil.

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.174)

- Si el valor de la profundidad H es **relativamente grande** comparada con el ancho B de la fundación, entonces la forma de la superficie de falla en el suelo estará completamente localizada en el estrato superior de suelo más fuerte sin afectar al estrato inferior. como se muestra en la **figura [2.24]**.

Para este caso la capacidad última de carga es:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c(1)} + q \cdot N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(1)} \quad \text{Ec. (2.67)}$$

Donde: $N_{q(1)}$ = Factor de capacidad de carga para $\phi = \phi_1$ (tabla [2.11]) y $q = \gamma \cdot D_f$

Combinando ahora las ecuaciones (2.66) y (2.67), se obtiene:

$$q_u = q_b + \frac{2c_{aH}}{B} + \gamma_1 \cdot H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad \text{Ec. (2.68)}$$



La Ec. (2.68) puede ser extendida para fundaciones rectangulares. Para este caso, la ecuación es reescrita de la siguiente forma:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2c_{aH}}{B}\right) + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \gamma_1 \cdot H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad \text{Ec. (2.69)}$$

Donde: $q_b = c_2 N_{c(2)} s_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) \cdot N_{q(2)} s_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} s_{\gamma(2)}$ Ec. (2.70)

$$q_t = c_1 N_{c(1)} s_{c(1)} + \gamma_1 (D_f + H) \cdot N_{q(1)} s_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \quad \text{Ec. (2.71)}$$

Los subíndices 1 y 2 representan a las características del estrato superior e inferior respectivamente.

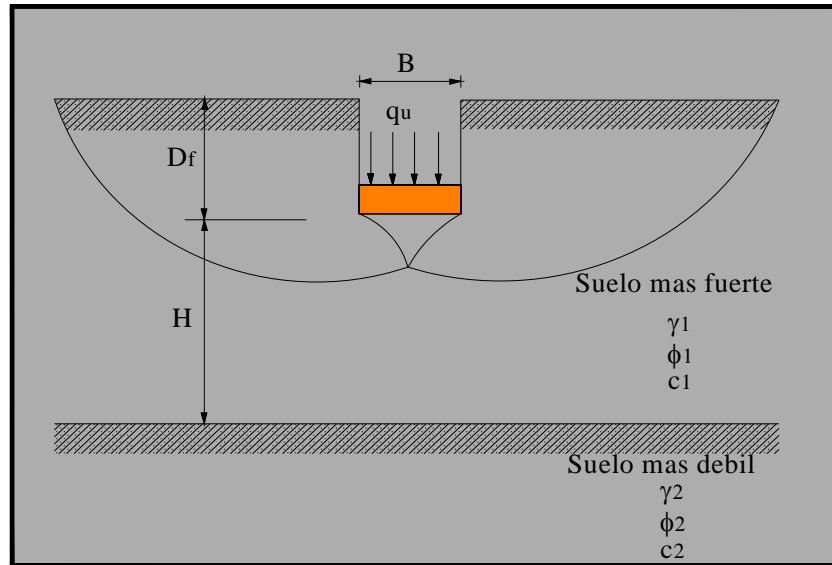


Figura [2.24] Capacidad de carga de una fundación sobre suelo estratificado; suelo fuerte sobre suelo débil, cuando H es relativamente grande.

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.172)

Las ecuaciones (2.69), (2.70) y (2.71) son las ecuaciones generales para estimar la capacidad última de carga en suelos estratificados. En todas las ecuaciones anteriores los factores de capacidad de carga son determinados a partir de la **Tabla [2.10]**, mientras que los factores de forma son determinados a partir de la **Tabla [2.11]**.

A partir de estas ecuaciones pueden desarrollarse algunos **casos especiales**; los mismos que se presentan a continuación:

Caso I: Estrato superior es de arena fuerte y el estrato inferior es de arcilla suave saturada ($\phi_2=0$)

Para este caso se tiene $c_1 = 0$, por tanto $c_a = 0$. También para $\phi_2 = 0$, $N_{c(2)} = 5.14$, $N_{q(2)} = 1$, $N_{\gamma(2)} = 0$, $s_{c(2)} = 1 + 0.2(B/L)$, $s_{c(2)} = 1$. Luego se tiene:



$$q_u = 5.14 \cdot c_2 \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \cdot \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad \text{Ec. (2.72)}$$

c_2 = Cohesión sin drenar

$$q_t = \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q(1)} s_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(1)} s_{\gamma(1)} \quad \text{Ec. (2.73)}$$

Para la ecuación (2.70), los factores de forma a utilizarse son los de la **Tabla [2.11]**; mientras que el valor de K_s es en función de q_2 / q_1 . Para este caso se tiene:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 \cdot N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 \cdot c_2}{0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(1)}} \quad \text{Ec. (2.74)}$$

Una vez que q_2 / q_1 es conocido, el valor de K_s , puede ser obtenido a través de la **figura [2.23]**, y puede ser usada la Ec. (2.72) para la determinar el valor de q_u .

Otra alternativa para la determinación de K_s es el uso de las gráficas propuestas por Hanna y Meyerhof **figuras [2.25] y [2.26]**. La forma de utilizar estas gráficas es la siguiente:

1. Determinar q_2 / q_1
2. Con los valores conocidos de q_2 / q_1 y ϕ_1 , determinar el valor de δ / ϕ_1 ; de la **figura [2.25]**.
3. Con δ / ϕ_1 y c_2 ; estimar K_s de la **figura [2.26]**.

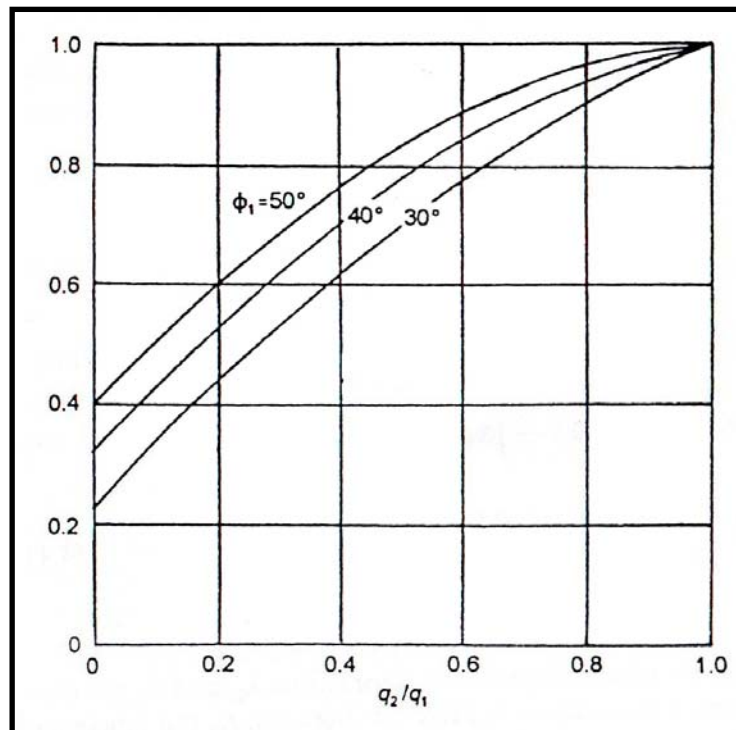


Figura [2.25] Análisis de Hanna y Meyerhof – variación de δ / ϕ_1 con q_2 / q_1 y con ϕ_1 para el caso de arena fuerte sobre arcilla débil (**Fuente:** Das Shallow Foundations 1999, pag.140)

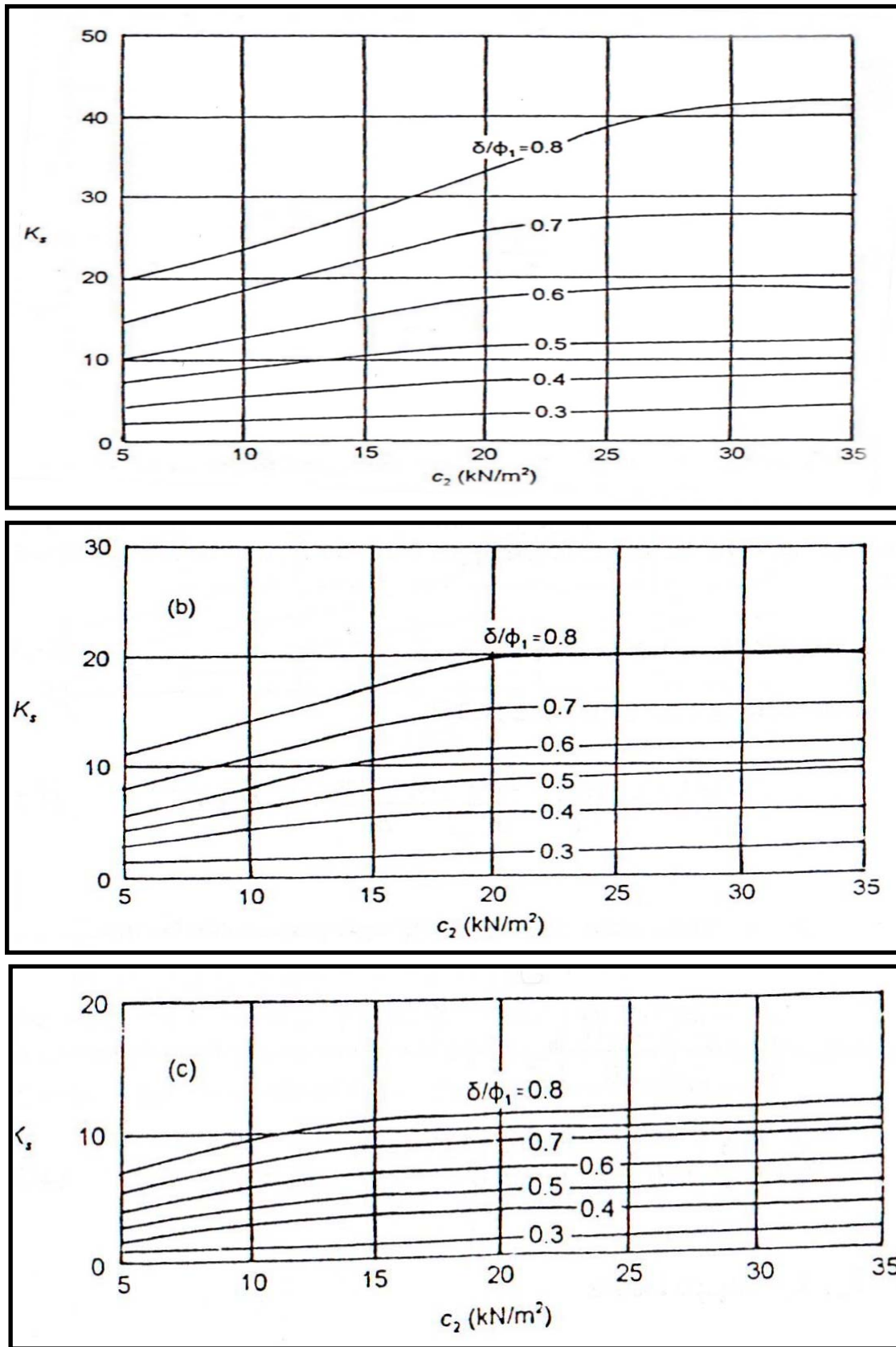


Figura [2.26] Análisis de Hanna y Meyerhof, del coeficiente de corte por punzonamiento para arena fuerte sobre arcilla débil (a) $\phi_1 = 50^\circ$ (b) $\phi_1 = 45^\circ$ (c) $\phi_1 = 40^\circ$ (**Fuente:** Das Shallow Foundations, pag.140)



Caso II.- Estrato superior de arena fuerte sobre un estrato inferior de arena débil. Para este caso $c_1 = 0$ Y $c_2 = 0$, la capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \cdot \gamma_1 \cdot H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B}\right) \cdot s_s - \gamma_1 H \leq q_t \quad \text{Ec. (2.75)}$$

$$q_b = \gamma_1 (D_f + H) \cdot N_{q(2)} \cdot s_{q(2)} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma(2)} \cdot s_{\gamma(2)} \quad \text{Ec. (2.76)}$$

$$q_t = \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q(1)} \cdot s_{q(1)} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(1)} \cdot s_{\gamma(1)} \quad \text{Ec. (2.77)}$$

Donde:

$N_{q(1)}, N_{\gamma(1)}, N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}$ = Factores de capacidad de carga del estrato superior e inferior respectivamente, obtenidos de la **Tabla [2.11]**.

$s_{q(1)}, s_{\gamma(1)}, s_{q(2)}, s_{\gamma(2)}$ = Factores de forma para el estrato superior e inferior respectivamente, obtenidos de la **Tabla [2.10]**.

Para diseños más conservadores Dass (1999) aconseja que la relación B/L puede ser tomado como uno. Para este caso:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{1/2 \gamma_2 B \cdot N_{\gamma(2)}}{1/2 \gamma_1 B \cdot N_{\gamma(1)}} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}} \quad \text{Ec. (2.78)}$$

Caso III.- El estrato superior es arcilla saturada fuerte $\phi_1 = 0$ sobre un estrato inferior de arcilla saturada más débil $\phi_2 = 0$.

Para este caso $N_{q(1)} = N_{q(2)} = 1$ Y $N_{\gamma(1)} = N_{\gamma(2)} = 0$. Y $N_{c(1)} = N_{c(2)} = 5.14$, por lo tanto la ecuación de capacidad última de carga puede darse por:

$$q_u = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L}\right] \cdot 5.14 \cdot c_2 + \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{2 \cdot c_a \cdot H}{B}\right) + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad \text{Ec. (2.79)}$$

Donde:

$$q_t = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L}\right] \cdot 5.14 \cdot c_1 + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad \text{Ec. (2.80)}$$

Las magnitudes de la adhesión c_a es una función de q_2 / q_1 . Para este caso:

$$\frac{q_2}{q_1} = \left[\frac{5.14 \cdot c_{(2)}}{5.14 \cdot c_{(1)}} \right] = \frac{c_{(2)}}{c_{(1)}} \quad \text{Ec. (2.81)}$$

La **figura [2.27]** muestra la variación teórica de c_a con c_2 / c_1

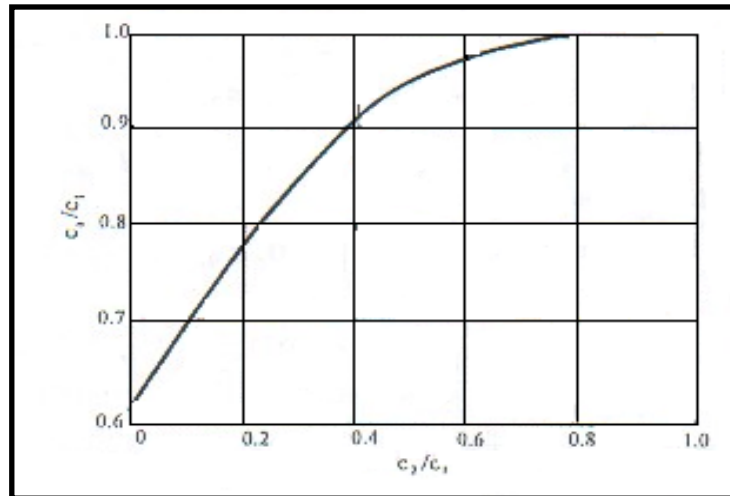


Figura [2.27] Análisis de Meyerhof y Hanna para la variación de c_a/c_1 con c_2/c_1
(Fuente: Das Shallow Foundations 1999, pag.148)

2.7.2. Estrato de suelo débil sobre estrato de suelo fuerte

Generalmente cuando una fundación superficial se sitúa sobre un estrato de suelo débil que a su vez se encuentra sobre un estrato de suelo fuerte la superficie de falla que ocurre en el suelo debido a la fundación cargada abarca a los dos estratos, *figura [2.28 (a)]*. Sin embargo cuando la relación H/B es lo suficiente grande la superficie de falla a producirse cuando alcance q_u se localiza solamente en el estrato débil, *figura [2.28 (b)]*.

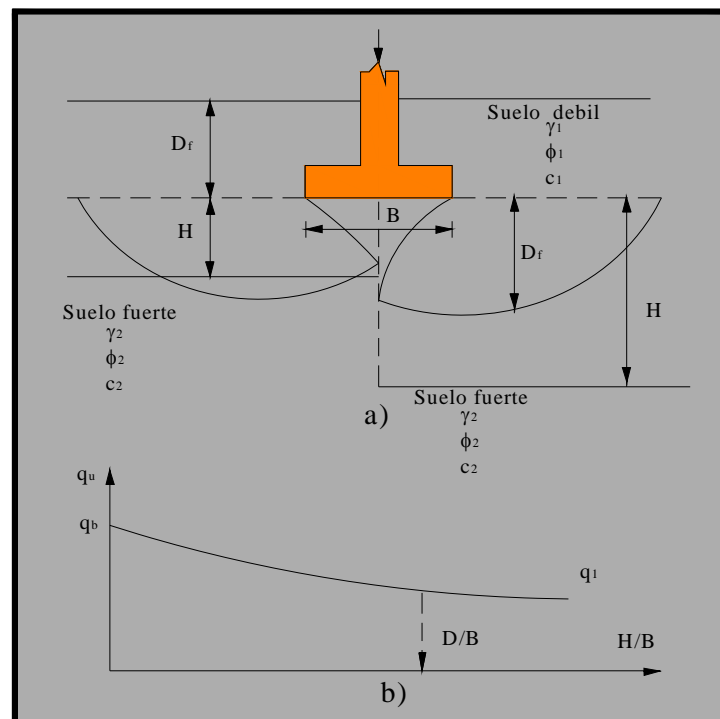


Figura [2.28] Fundación emplazada en un estrato de suelo débil que se encuentra sobre un estrato de suelo fuerte, (b) Variación de q_u con H/B .

(Fuente: Das Shallow Foundations 1999, pag.152)



Para determinar la capacidad última de carga en este tipo de fundación, Meyerhof y Hanna proponen la siguiente relación empírica:

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 + \frac{H}{D} \right)^2 \geq q_t \quad \text{Ec. (2.82)}$$

Donde: D= profundidad de la superficie de falla debajo del nivel de fundación considerando un estrato superior de espesor grande.

q_t = Capacidad última de carga del estrato superior de espesor grande.

q_b = Capacidad última de carga del estrato inferior de espesor grande

Así:

$$q_t = c_1 \cdot N_{c(1)} s_{c(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} s_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(1)} \cdot s_{\gamma(1)} \quad \text{Ec. (2.83)}$$

$$q_b = c_2 \cdot N_{c(2)} s_{c(2)} + \gamma_1 D_f N_{q(2)} s_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma(2)} \cdot s_{\gamma(2)} \quad \text{Ec. (2.84)}$$

Las ecuaciones (2.82), (2.83) y (2.84) indican implícitamente que el límite máximo y mínimo de q_u es q_b y q_t , la figura [2.28 (b)] a través de numerosos ensayos de laboratorio realizó una mejor aproximación para estimar la capacidad de carga. La ecuación obtenida es:

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 + \frac{H}{D} \right)^{1.8} \geq q_t \quad \text{Ec. (2.85)}$$

Por otro lado Hanna basándose en numerosos estudios propuso la Ec. (2.86). Para estimar la capacidad de carga. Esta es usada cuando se presenta el caso de un estrato de arena débil que se encuentra descansando sobre un estrato de arena fuerte:

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma(m)} s_{\gamma}^* + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_{q(m)} \cdot s_q^* \leq \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma(2)} \cdot s_{\gamma(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_{q(2)} \cdot s_{q(2)} \quad \text{Ec. (2.86)}$$

Donde:

$N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}, s_{q(2)}, s_{\gamma(2)}$ = Factores de capacidad de carga y forma respectivamente (estrato 2).

$N_{q(m)}, N_{\gamma(m)}, s_q^*, s_{\gamma}^*$ = Factores de capacidad de carga y forma respectivamente.

Los factores de capacidad de carga pueden ser obtenidos por medio de las siguientes expresiones:

$$N_{\gamma(m)} = N_{\gamma(2)} + \left(\frac{H}{d_{\gamma}} \right) (N_{\gamma(2)} - N_{\gamma(1)}) \quad \text{Ec. (2.87)}$$

$$N_{q(m)} = N_{q(2)} + \left(\frac{H}{d_{\gamma}} \right) (N_{q(2)} - N_{q(1)}) \quad \text{Ec. (2.88)}$$

Donde: $N_{q(1)}, N_{\gamma(1)}, N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}$ = Factores de capacidad de carga de Meyerhof para ϕ_1 y ϕ_2 , respectivamente.



2.8. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA PARA FUNDACIONES SOBRE TALUD

En algunos casos, tienen que construirse fundaciones superficiales sobre un talud. En la *figura [2.29]* se puede observar este caso, donde, la altura es H y la pendiente forma un ángulo β con la horizontal. El borde de la fundación se localiza a una distancia b desde la parte superior del talud. Bajo la acción de la carga última q_u , la superficie de falla será como se muestra en la figura.

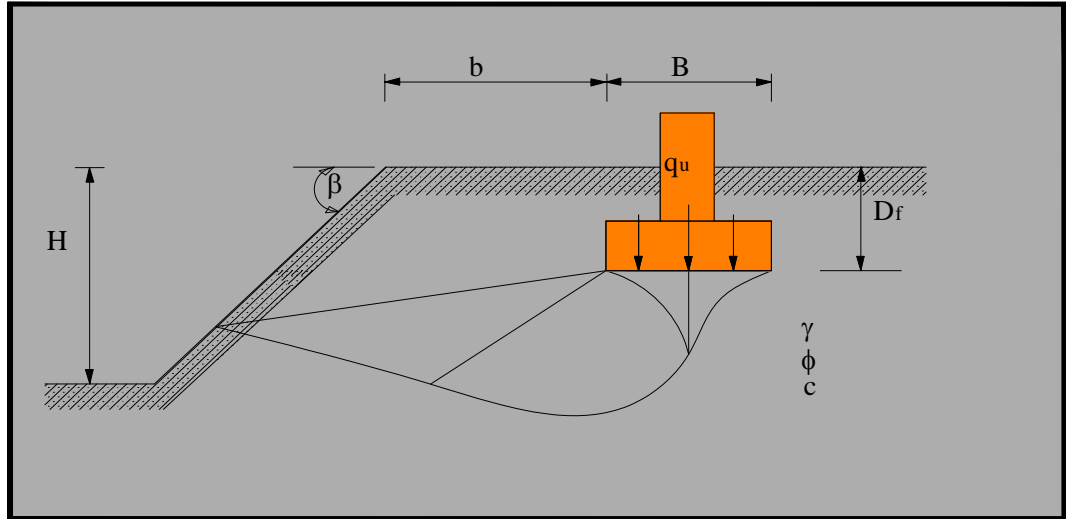


Figura [2.29] Fundación superficial sobre talud.
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.179)

Meyerhof (1957) desarrolló la siguiente relación teórica para determinar la capacidad última de carga para fundaciones continuas sobre talud:

$$q_u = c \cdot N_{cq} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma q} \quad \text{Ec. (2.89)}$$

Para suelo granular $c=0$:

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma q} \quad \text{Ec. (2.90)}$$

De nuevo para suelos puramente cohesivos, $\phi = 0$ (la condición sin drenado); por lo tanto:

$$q_u = c \cdot N_{cq} \quad \text{Ec. (2.91)}$$

Siendo: c = cohesión sin drenado

Las variaciones de N_{cq} y $N_{\gamma q}$ definidas en las ecuaciones (2.89) y (2.90) se muestran en la *figura [2.30]* y *[2.31]* respectivamente. Al usar N_{cq} en la Ec. (2.91) como se da en la *figura [2.31]*, debe tomarse en cuenta los siguientes puntos:

1. El término $N_s = \frac{\gamma \cdot H}{c}$ Ec. (2.92)
2. Se define como el número de estabilidad.
3. Si $B < H$, use la curva para $N_s = 0$
4. Si $B \geq H$, use la curva para el número N_s de estabilidad calculado.

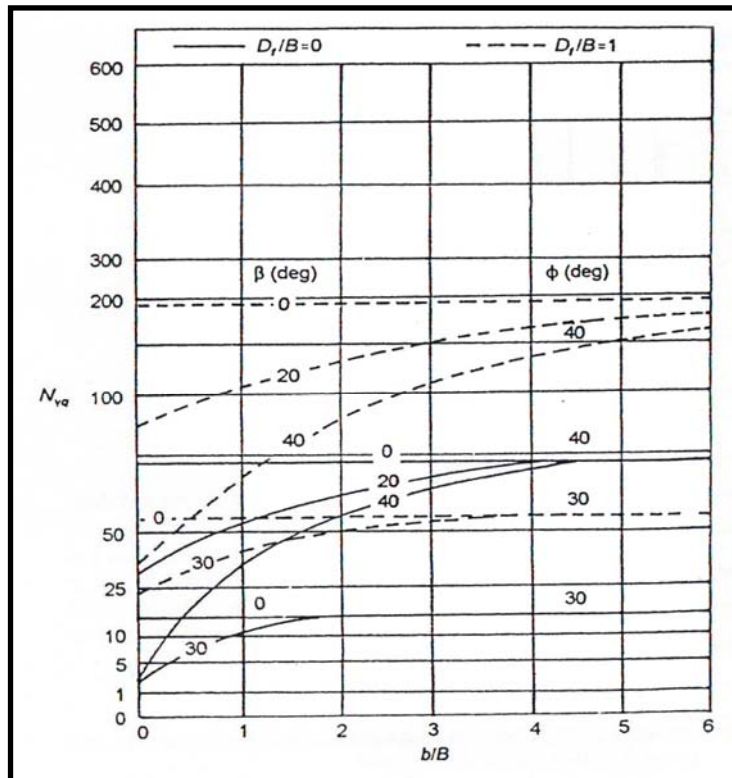


Figura [2.30] Factores de capacidad de carga Meyerhof $N_{q\gamma}$, suelos granulares $c=0$
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.179)

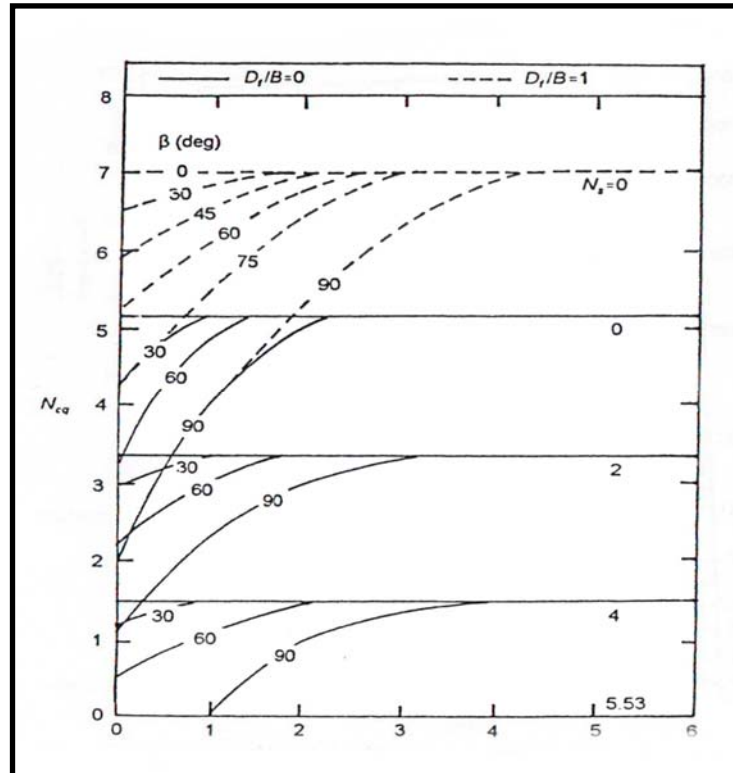


Figura [2.31] Factores de capacidad de carga Meyerhof N_{cq} , suelos cohesivos.
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.180)



Solución por características de esfuerzo para taludes de suelos granulares

Para taludes de suelo granular, la capacidad última de carga de una fundación continua puede estar dada por la siguiente ecuación:

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma q} \quad \text{Ec. (2.93)}$$

Con base en el método de las características de esfuerzo, Gram., Andrews y Shields (1988) dieron una solución para los factores de capacidad última de carga $N_{\gamma q}$ para una fundación superficial continua sobre la parte superior de un talud de suelo granular. La figura [2.32] muestra los esquemas de la zona de falla en el suelo en función al nivel de desplante D_f / B y la relación de la lejanía b / B considerando en el análisis de esos autores. La variación de $N_{\gamma q}$ obtenidas con este método se muestra en la figura [2.33], [2.34], [2.35].

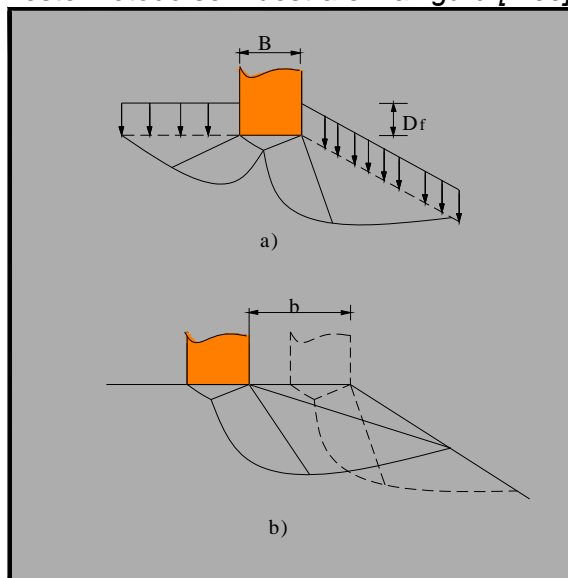


Figura [2.32].Diagrama esquemático de la zona de falla para el nivel de desplante y la lejanía del talud D_f / B y (b) b / B (Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.181)

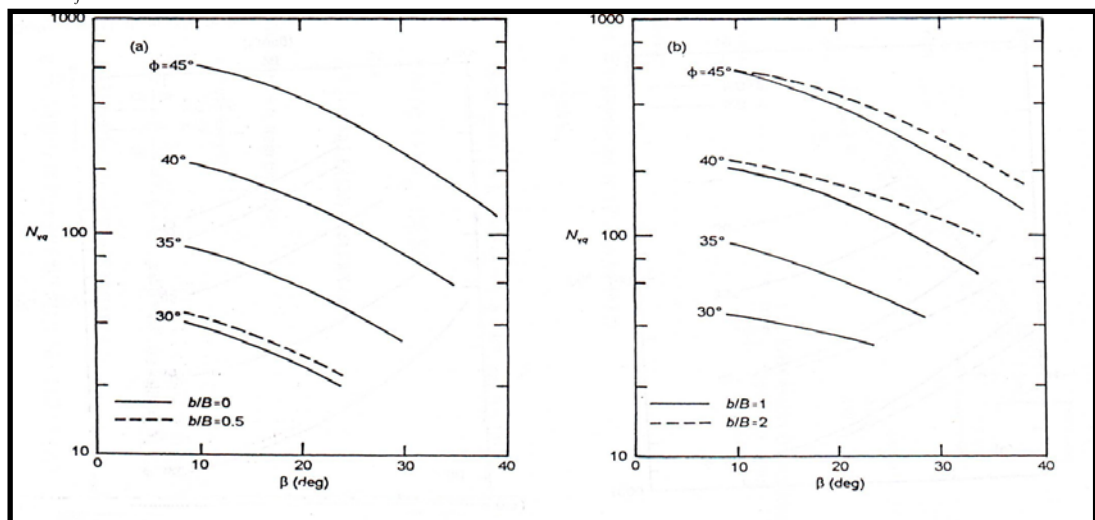


Figura [2.33].Valor teórico de $N_{\gamma q}$ ($D_f / B = 0.5$) según Graham y otros (Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.182)

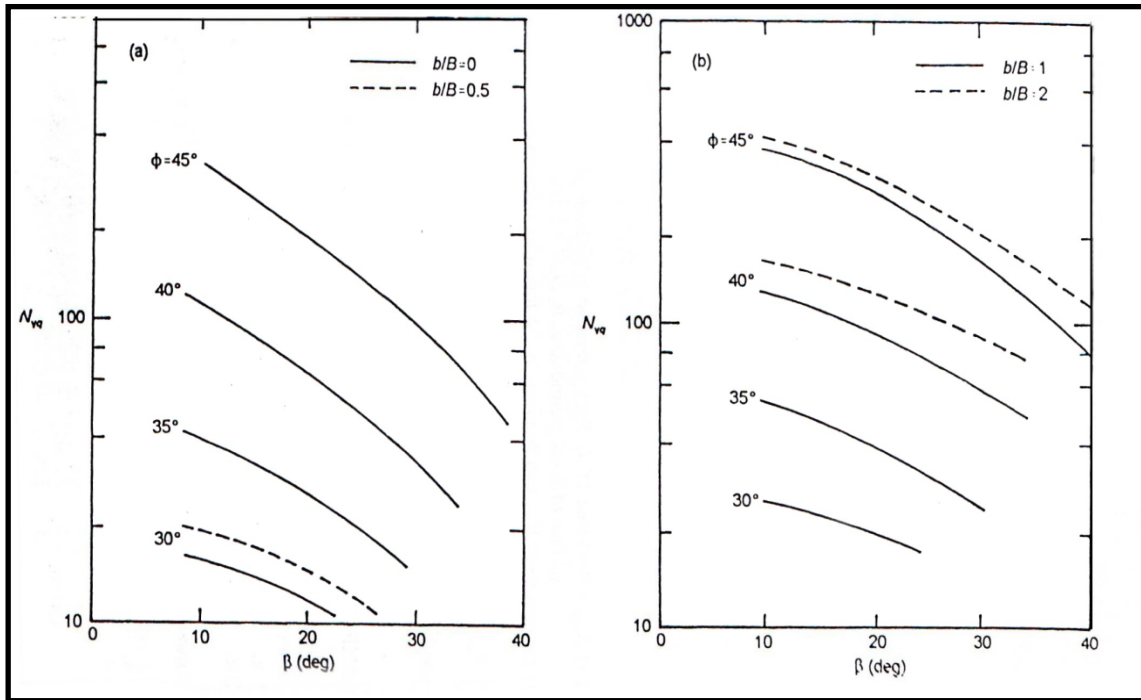


Figura [2.34]. Valor teórico de $N_{\gamma q}$ ($D_f/B=0$) según Graham y otros

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.182)

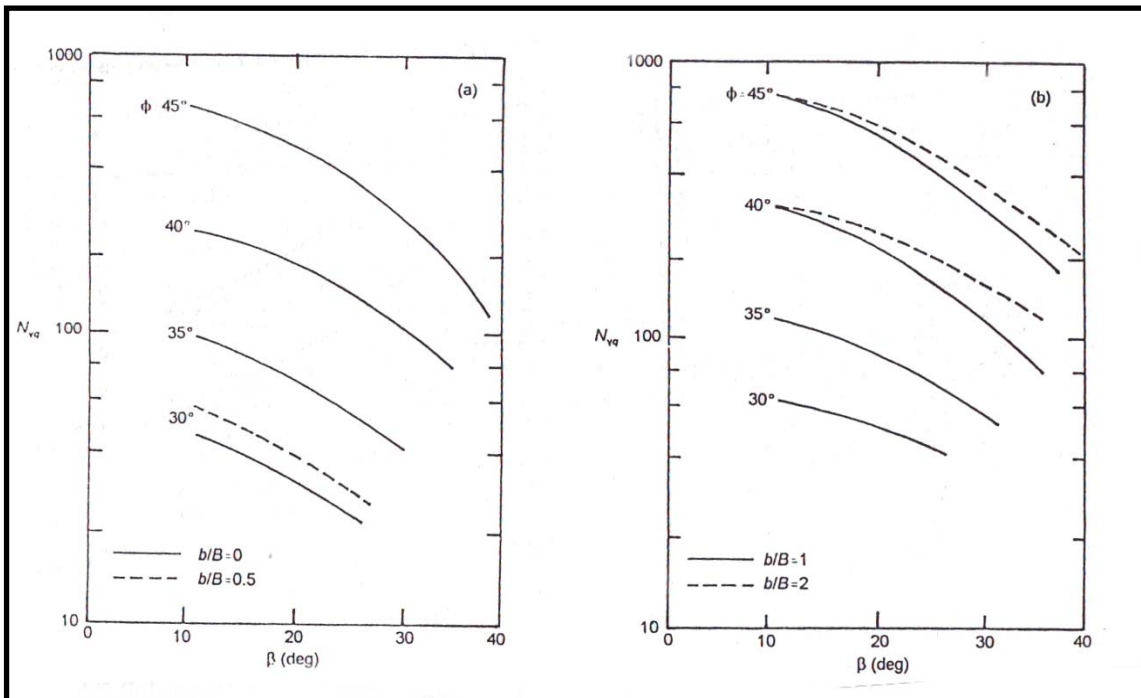


Figura [2.35]. Valor teórico de $N_{\gamma q}$ ($D_f/B=1$) según Graham

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" pag.183)



2.9. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA DE FUNDACIONES SOBRE ROCA.

La roca constituye en general un excelente terreno de fundación, pero puede dar lugar a problemas de excavación y no todos los tipos de rocas presentan características igualmente favorables.

Para los edificios normales casi todas las rocas aseguran una presión de trabajo suficiente ($\geq 3 \text{ kg/cm}^2$), pero para edificios altos o fuertes cargas concentradas se requiere un análisis de resistencia y deformabilidad en la mayor parte de las rocas.

Para un diseño correcto debe partirse de la identificación de la roca y del conocimiento de la estructura del macizo rocoso.

Terzaghi propuso un método para la determinación de la capacidad última de carga de fundaciones superficiales sobre roca detallado a continuación:

Tabla [2.12.] Ecuaciones de Terzaghi para fundaciones sobre roca

Ecuaciones generales de Terzaghi para fundaciones sobre roca	
$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$	
Ec. (2.94)	
$N_q = \tan^6 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$	$N_c = 5 \cdot \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$
$C = 3.5 - 7.5 \quad [\text{MPa}]$	$N_\gamma = N_q + 1$
$F_s = 6 - 10$	
$\phi = 45 \quad \text{Comunmente}$	
$q'_u = q_u \text{ RQD} \quad (\text{tabla 2.13})$	°
$q_u < f'_c$	
<p>Nota: $q_u < f'_c$ = la siguiente relación nos indica que primero tiene que fallar o romperse la roca antes que falle el hormigón.</p>	

Tabla [2.13.] Clasificación del macizo rocoso según el índice RQD

RQD %	CALIDAD
<25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Media
75 – 90	Buena
90 – 100	Muy Buena



En caso de cargas sencillas sobre macizos homogéneos y potentes puede emplearse directamente valores normativos como de las **Tablas [2.14.] y [2.15.]**. Este método no es aplicable cuando la roca esta alterada, existen buzamientos de mas de 30° o las condiciones geológicas son poco claras.

Tabla [2.14.] Capacidades admisibles en rocas

(Fuente: Curso aplicado de cimentaciones "José María Ortiz" pag.75)

Estado del macizo	Roca sana o poco alterada	Roca quebradiza o con huellas de alteración
Homogéneo	40 kg/cm ²	15 kg/cm ²
Estratificado o diaclasado	20 kg/cm ²	10 kg/cm ²

Tabla [2.15.] Capacidades admisibles en rocas

(Fuente: Curso aplicado de cimentaciones "José María Ortiz" pag.75)

Tipo de roca	q_a (kg/cm ²)
Rocas ígneas (granitos y gneiss), sanas	100
Caliza y areniscas duras	40
Esquistos y pizarras	30
Argilitas y limonitas duras y areniscas blandas	20
Arenas cementadas	10
Argilitas y limonitas blandas	6 -10
Calizas blandas y porosas	6

También se da un valor referencial de capacidad última de carga para fundaciones sobre roca igual a: $q_u = 9.6 \text{ Mpa}$

2.10. FACTORES DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

La elección adecuada del factor de seguridad para el diseño, no puede ser hecha propiamente sin el ajuste del grado de veracidad de todos los parámetros que entran en el diseño, tal como la designación de carga y las características de esfuerzo-deformación de la masa de suelo, en vista de esto, cada caso debe ser considerado separadamente por el diseñador.

Por consiguiente la elección de un adecuado valor para el factor de seguridad depende tanto del criterio como de la experiencia profesional del ingeniero. Coduto (1994); indica que para la elección de un adecuado valor del factor de seguridad debe tomarse en cuenta los siguientes aspectos:



- El tipo de suelo, se recomienda usar valores altos para arcillas y valores bajos para arenas.
- La importancia de la estructura y las consecuencias de una posible falla.
- Por lo general el factor de seguridad adoptado es mayor que el factor de seguridad requerido, debido sobretodo a que los datos de resistencia al corte son normalmente interpretados de manera muy conservativa, de este modo los valores de diseño de c y ϕ contienen implícitamente otro factor de seguridad.
- Las cargas de servicio son probablemente menores a las cargas de diseño.

Generalmente se utiliza un factor de seguridad de 2.5 a 3 para cubrir las variaciones o incertidumbres anteriormente explicadas. Solo se debe adoptar un valor de 2 en lugares en que existen condiciones de suelos muy uniformes, y donde los asentamientos no son un factor crítico de diseño. Los factores menores a 1.5 - 2 se utilizan en trabajos temporales.

Finalmente, Coduto (1994) presenta la **Tabla [2.16]** que es adaptada a partir de la versión presentada por Vesic (1975). Esta sugiere ciertos valores para el factor de seguridad; tales valores dependen fundamentalmente del tipo de estructura.

Tabla [2.16] Guía para seleccionar el mínimo factor de seguridad para el diseño de zapatas
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Coduto 1994")

Categoría	Estructuras típicas	Características de la Categoría	Factores de seguridad de diseño	
			Exploración del suelo Completa y cuidadosa	Exploración del suelo Limitada
A	Puentes ferroviarios, Almacenes, muros de Retención hidráulica Silos.	Cargas máximas de diseño próximas a ocurrir a menudo con consecuencias de falla desastrosas.	3.0	4.0
B	Puentes carreteros, Edificios públicos e Industriales.	Cargas máximas de diseño puede ocurrir ocasionalmente Con consecuencias de falla Serias.	2.5	3.5
C	Edificios de oficinas y apartamentos.	Cargas máximas de diseño Es improbable de ocurrir	2.0	3.0
<p>Nota:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Para estructuras temporales, estos factores pueden ser reducidos en un 75%, no usando en ningún caso valores menores a 2.0 2. Para edificios excepcionalmente altos o cuando la falla portante es progresiva, estos factores deben incrementarse entre un 20 y 50%. 3. Todas las fundaciones deben ser analizadas respecto al asentamiento máximo total y diferencial. Si el asentamiento gobierna para el diseño deben usarse factores de seguridad altos. 				



2.11. CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

Se puede definir la resistencia admisible del suelo como el esfuerzo de trabajo, es decir, “la capacidad última de carga dividido por un factor de seguridad” que como se desarrolló anteriormente este puede oscilar entre 2 y 3 en el caso de zapatas, dependiendo de las condiciones antes expuestas.

En la tabla [2.17] se presentan algunos valores referenciales de la resistencia admisible para diferentes tipos de suelos, según la clasificación del sistema unificado de suelo.

Tabla [2.17.] Capacidad admisible para diferentes tipos de suelos.

(Fuente: Ingeniería de cimentaciones “Braja M. Das” pag.182)

Descripción de los suelos	Capacidad admisible q_a (kg/cm^2)(Vertical)
Roca coherente	4.5
Gravas	3.0
Arcilla Seca	2.0 - 2.5
Arena Fina	1.0 - 1.5
Grava arcillosa	0.8 - 1.0
Arcilla húmeda	0.8 - 1.0
Arena bien gradada	0.4 - 0.6
Arcilla semiresistente	0.3 - 0.4
Arcilla blanda	0.2 - 0.3

2.12. COEFICIENTE DE BALASTO

La ingeniería de fundaciones, al igual que otras ramas de la ingeniería civil posee en la actualidad más recursos de diseño, debido principalmente al avance de la tecnología en lo que se refiere a programas computacionales. Estos son exactos en sus soluciones, pero su eficiencia depende de la calidad y correcto ingreso de los datos. Tal es el caso del coeficiente de balasto K_s el cuál deberá ser correctamente obtenido y utilizado para ser ingresado en un programa computacional.

Por lo expuesto anteriormente se precisa de un estudio del coeficiente de balasto K_s que proporcione mayores luces sobre su obtención e influencia en la economía y seguridad del diseño de fundaciones.

2.12.1. DEFINICIÓN DEL COEFICIENTE DE BALASTO

El coeficiente de balasto está definido como el valor obtenido del cociente entre el incremento de presión de contacto (q) y el desplazamiento (δ), como se ve en la Figura [2.36].

$$K_s = \frac{q}{\delta} \quad \text{Ec. (2.95)}$$

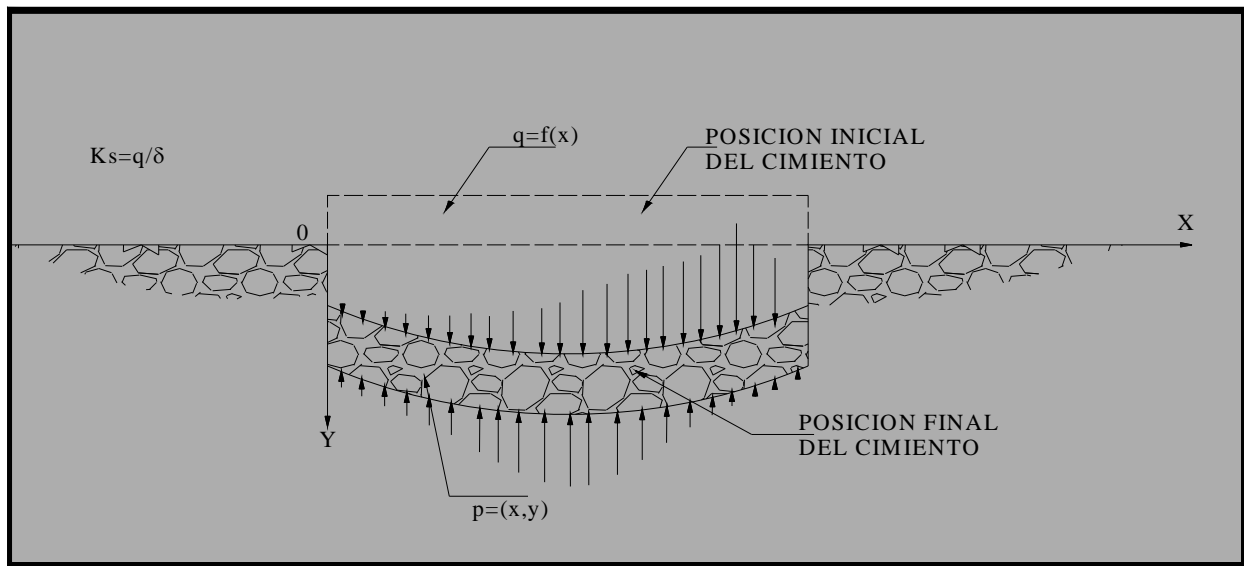


Figura [2.36]. Relación entre la presión y deformación del suelo
(Fuente: Elaboración propia)

Entonces el coeficiente de balasto es una relación conceptual entre la presión y la deformación del suelo que es muy usada en el análisis estructural de fundaciones, generalmente para zapatas continuas, vigas, losas de fundación y varios tipos de pilotes.

2.12.2 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE K_s A PARTIR DEL ENSAYO DE PLACA DE CARGA

Este coeficiente tiene su ecuación básica cuando se usa los datos de placa de carga figura [2.37. (a)], y es:

$$K_s = \frac{q}{\delta}$$

Graficando q versus δ del ensayo de placa de carga de una curva del tipo cualitativo mostrados en la figura [2.37. (b)] Si este tipo de curva es usado para obtener K_s en la ecuación básica, es evidente que el valor depende si es un módulo tangente o secante y sobre la localización de las coordenadas q y δ .

Es difícil hacer un ensayo de placa de carga excepto para pequeñas placas por la dificultad de disponer de esa carga para dicho ensayo. Con placas pequeñas de 450, 600 y 750 mm de diámetro también se complica el obtener δ , por que la placa tiende a ser menos rígida, por lo que la constante de deflexión a través de la placa es difícil de obtener. Colocando pequeñas placas concéntricas con la grande figura [2.37. (a)], se logra incrementar la rigidez. En todo caso la gráfica se la obtiene dividiendo carga sobre el área de contacto de la placa contra la deflexión promedio observada.

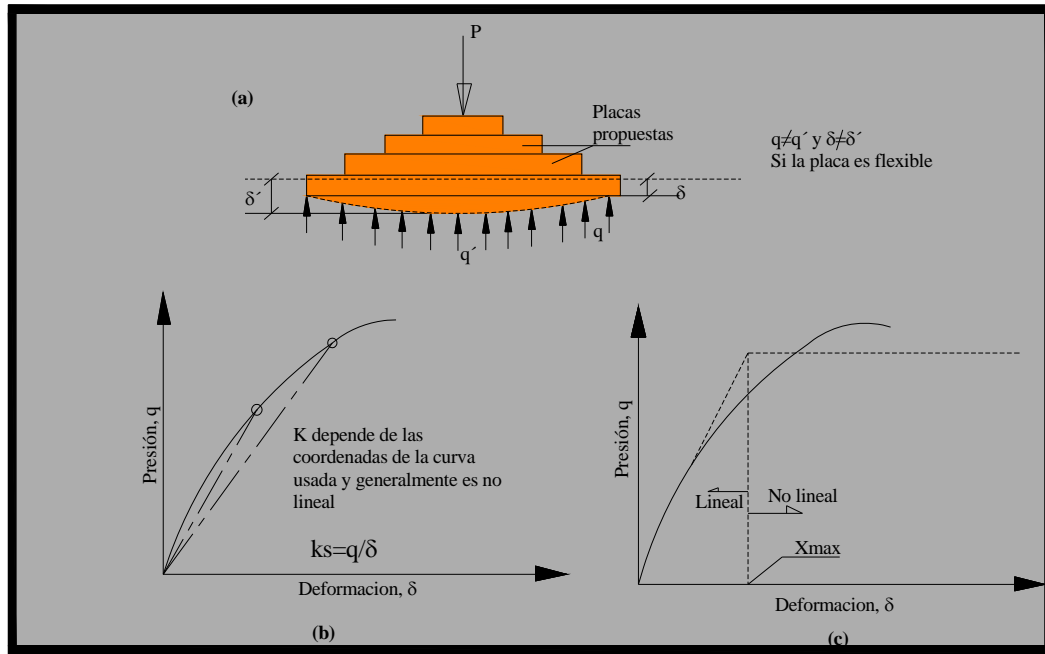


Figura [2.37]. a) Detalle ensayo placa de carga. b) Gráfica obtenida

c) Idealización del comportamiento

(Fuente: Análisis de fundaciones superficiales: influencia coeficiente de balasto pag.31)

La figura [2.37. (c)] representa una idealización de la gráfica original donde K_s toma un valor constante mas allá de la deflexión máxima X_{max} . Mas allá de X_{max} la presión del suelo es un valor constante definido por:

$$q_{con} = K_s \cdot X_{max} \quad \text{Ec. (2.96)}$$

Obviamente uno puede dividir la curva $q-\delta$ en varias regiones tales que K_s tome valores de la pendiente en diferentes regiones. De cualquier manera este propósito tiende a incorporar mucho mayor refinamiento al problema, sobre la base de valores estimados por un ensayo de carga apropiado.

A un número de personas no le gusta el uso del concepto de coeficiente de balasto, mas bien prefiere usar E_s (junto con μ) en algunas clases de análisis de elementos finitos.

La experiencia de J. Bowles, usando los métodos de elementos finitos y el coeficiente de balasto, dice que el coeficiente de balasto es preferible debido a que es más fácil su uso y reduce sustancialmente el tiempo de cómputo.

Una de las primeras contribuciones para estimar el valor numérico de K_s lo hizo Terzaghi, quien propuso que K_s para zapatas a tamaño real puede ser obtenido del ensayo de placa de carga usando las siguientes ecuaciones:

Para zapatas en arcilla

$$K_s = K_1 \cdot \frac{B_1}{B} \quad \text{Ec. (2.97)}$$



Para zapatas en arena (incluyendo efectos de tamaño)

$$K_s = K_1 \cdot \left(\frac{B + B_1}{2 \cdot B} \right)^2 \quad \text{Ec. (2.98)}$$

En estas dos ecuaciones:

B_1 = Dimensión de la base cuadrada usada en el ensayo con el que se obtuvo K_1 . La Ec. (2.98) no es recomendada cuando $B / B_1 > 3$

Para zapatas rectangulares sobre arcillas duras o arenas medio densas con dimensiones de $B \times L$ con $m = L/B$

$$K_s = K_1 \cdot \left(\frac{m + 0.5}{1.5 \cdot m} \right)^2 \quad \text{Ec. (2.99)}$$

Donde:

K_s = Valor encontrado del coeficiente de balasto para una zapata en tamaño real

K_1 = Valor obtenido del ensayo de carga de placa usando la placa de 0.30x0.30 m

2.12.3. COEFICIENTE DE BALASTO OBTENIDO MEDIANTE LOS MÓDULOS DE ELASTICIDAD

Vesic (1961) propone las siguientes fórmulas para hallar K_s :

$$K'_s = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2} \quad \text{Ec. (2.100)}$$

Donde:

E_s, E_f = Son los módulos del suelo y la zapata respectivamente, en unidades consistentes.

B, I_f = Ancho de zapata y su módulo de inercia en la dirección perpendicular.

μ = Coeficiente de Poisson.

Se puede obtener K_s de K'_s con las siguientes expresiones:

$$K_s = \frac{K'_s}{B} \quad \text{Ec. (2.101)}$$

Para propósitos prácticos la ecuación de Vesic (3.8) puede reducirse a:

$$K_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad \text{Ec. (2.102)}$$

2.12.4. COEFICIENTE DE BALASTO OBTENIDO MEDIANTE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA.

Fue propuesto por Bowles, y se basa en la siguiente expresión:

$$K_s = 40 \cdot q_u \quad \text{Ec. (2.103)}$$



Donde: q_u = Es la capacidad última de carga expresado en kN / m^2 . El valor de 40 esta dado para un asentamiento de $\Delta H = 25.4mm$. Para $\Delta H = 6,12,20mm$, etc. Este factor puede ser ajustado a 160, 83,50, etc. El valor de 40 es razonablemente conservador pero puede asumirse pequeños desplazamientos.

K_s , esta expresado en kN / m^3

Sustituyendo q_u por su expresión equivalente de la teoría de capacidad portante se tiene:

$$K_s = 40 \cdot \left(c \cdot N_c + s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot s_s \cdot d_s \cdot i_s \right) \quad \text{Ec. (2.104)}$$

Donde: c = Cohesión.

γ = Peso unitario del suelo.

q = Esfuerzo efectivo al nivel de la base de la fundación.

B = Ancho de la fundación (diámetro para una fundación circular).

N_c, N_q, N_s = Factores de capacidad portante adimensional.

s_c, s_q, s_s = Factores de forma.

d_c, d_q, d_s = Factores de profundidad.

i_c, i_q, i_s = Factores de inclinación de la carga.

Basados en estudios de laboratorio y en campo, las expresiones de los factores, propuestos por diferentes autores se encuentra detallados anteriormente.

2.12.5. COEFICIENTE DE BALASTO OBTENIDO A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACION ESTÁNDAR

Esta forma de encontrar el coeficiente K_s fue propuesto por Terzaghi (1955) y Navfac (1982), se basa en la gráfica de la *figura [2.38]*.

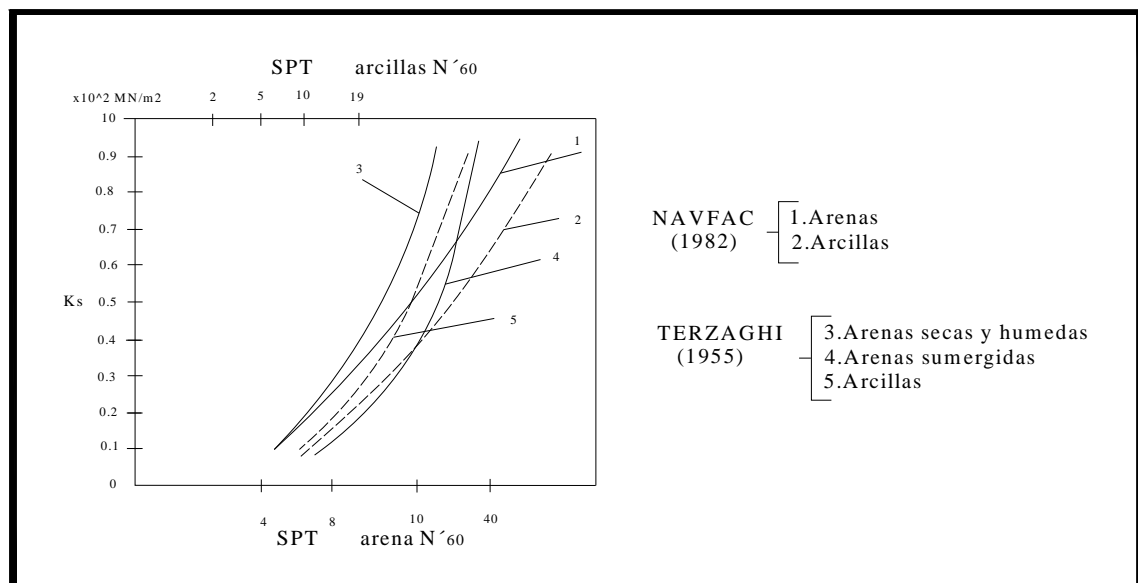


Figura [3.38]. Correlación entre SPT y el coeficiente de balasto
(Fuente: Análisis de fundaciones superficiales: influencia coeficiente de balasto pag.35)



Scott (1981) propuso para suelos arcillosos el valor de K_s , a partir del ensayo de penetración estándar como:

$$K_s = 1.8 \cdot N_{60} \quad \text{Ec. (2.105)}$$

Donde: N_{60} = Resistencia de penetración estándar corregido.

2.12.6. COEFICIENTE DE BALASTO OBTENIDO SEGÚN LA CLASIFICACIÓN DEL SUELO

En la **Tabla [2.18]**. Se presentan algunos valores referenciales de este coeficiente para diferentes tipos de suelos, según la clasificación del sistema unificado de suelo.

Tabla [2.18] Correlación entre el tipo de suelo y el coeficiente de balasto.

(Fuente: Cimentaciones de concreto armado en edificaciones, "Julio Rivera" pag.107)

Descripción de los suelos	"K _s " (Vertical) [kg / cm ³]		
	Símbolo	Rango	Promedio
Gravas bien graduadas	GW	14-20	17
Gravas arcillosas	GC	11-19	15
Gravas mal graduadas	GP	8-14	11
Gravas limosas	GM	6-14	10
Arenas bien graduadas	SW	6-16	11
Arenas arcillosas	SC	6-16	11
Arenas mal graduadas	SP	5-9	7
Arenas limosas	SM	5-9	7
Limos orgánicos	ML	4-8	6
Arcillas con grava o con arena	CL	4-6	5
Limos orgánicos y arcillas limosas	OL	3-5	4
Limos inorgánicos	MH	1-5	3
Arcillas inorgánica	CH	1-5	3
Arcillas orgánicas	OH	1-4	2

2.13. RELACIÓN ENTRE CAPACIDAD ÚLTIMA DE CARGA Y COEFICIENTE DE BALASTO.

La relación entre la capacidad admisible del suelo y el coeficiente de balasto se muestra en la **tabla [2.19]**. Esta es una tabla con diferentes valores del módulo de reacción del suelo (conocido también como Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión.

Estos valores de la constante elástica del terreno están dados en kg/cm³ y la resistencia del suelo debe ser en kg/cm².



Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos que han realizado el Prof. Terzaghi y otros cinco ingenieros connotados (en diferentes épocas). Y se la puede encontrar en la Tesis de maestría "Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler", Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona- España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

Tabla [2.19.]

MODULO DE REACCIÓN DEL SUELO					
Esf. Adm. (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf. Adm. (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf. Adm. (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Los valores mas utilizados del coeficiente de balasto son los de la **Tabla [2.18]** y **Tabla [2.18]**



2.14. EJERCICIOS RESUELTOS.

Ejercicio 2.14.1.

Una fundación cuadrada mide en planta $1.5 [m] \cdot 1.5 [m]$, el suelo que la soporta tiene un ángulo de fricción $\phi = 20^\circ$ y $c' = 1.52 [tn/m^2]$. El peso específico γ del suelo es de $1.78 [tn/m^3]$. Determine la carga bruta admisible sobre la fundación con un factor de seguridad (FS) de 4. Suponga que la profundidad (D_f) de la fundación es de 1 m y que ocurre falla por corte general en el suelo (Terzaghi).

Datos: $\gamma = 1.78 \text{ tn} / \text{m}^3$

$$c' = 1.52 \text{ tn} / \text{m}^2$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$D_f = 1 \text{ m}$$

$$FS = 4$$

$$q_a = ?$$

Solución:

De la ecuación (2.21) para fundaciones cuadradas se tiene:

$$q_u = 1.3 \cdot c' \cdot N'_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

De la tabla (2.2) para $\phi = 20^\circ$ se tiene:

$$N_c = 17.69$$

$$N_q = 7.44$$

$$N_\gamma = 3.64$$

Entonces:

$$q_u = (1.3) \cdot (1.52) \cdot (17.69) + (1 \cdot 1.78) \cdot (7.44) + 0.4 \cdot (1.78) \cdot (1.5) \cdot (3.64)$$

$$q_u = 52.1 [tn/m^2] \cong 5.2 [kg/cm^2]$$

La carga admisible por unidad de área de la fundación es entonces:

$$q_a = \frac{q_u}{FS} = \frac{52.1}{4} = 13.03 [tn/m^2] \cong 1.3 [kg/cm^2]$$

Ejercicio 2.14.2.

Una fundación de $1.5 [m] \cdot 1 [m]$. Se localiza a una profundidad $D_f = 1 \text{ m}$ en arcilla fuerte. Un estrato de arcilla más débil se localiza a una profundidad $H = 1 \text{ m}$ medida desde el desplante de la fundación para el estrato superior de arcilla.

$$\text{Resistencia al corte sin drenado} = 12 \text{ tn} / \text{m}^2$$

$$\text{Peso específico } \gamma = 1.68 \text{ tn} / \text{m}^3$$



Y para el estrato inferior de arcilla,

$$\text{Resistencia al corte sin drenado} = 4.8 \text{ tn} / \text{m}^2$$

$$\text{Peso específico } \gamma = 1.62 \text{ tn} / \text{m}^2$$

Determine la carga bruta admisible para la fundación con un FS de 4.

Solución:

Para este problema, son aplicables las ecuaciones (2.81), (2.82), (2.83), o sea

$$q_u = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] \cdot 5.14 \cdot c_2 + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2 \cdot c_a \cdot H}{B} \right) + \gamma_1 D_f \leq q_t$$

Donde:

$$q_t = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] \cdot 5.14 \cdot c_1 + \gamma_1 D_f$$

Reemplazando:

$$q_u = \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] \cdot 5.14 \cdot c_2 + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2 \cdot c_a \cdot H}{B} \right) + \gamma_1 D_f \leq \left[1 + 0.2 \frac{B}{L} \right] \cdot 5.14 \cdot c_1 + \gamma_1 D_f$$

Se da los siguientes datos:

$$\begin{aligned} B &= 1 \text{ m} & H &= 1 \text{ m} & D_f &= 1 \text{ m} \\ L &= 1.5 \text{ m} & \gamma &= 1.68 \text{ tn} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

De la figura [2.27], para $\frac{c_2}{c_1} = \frac{4.8}{12} = 0.4$, el valor de $\frac{c_a}{c_1} \approx 0.9$ por lo que

$$c_a = 0.9 \cdot 12 = 10.8 \text{ tn} / \text{m}^2$$

Entonces:

$$\begin{aligned} q_u &= \left[1 + 0.2 \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] \cdot 5.14 \cdot (4.8) + \left(1 + \frac{1}{1.5} \right) \left(\frac{(2) \cdot (10.8) \cdot (1)}{1} \right) + (1.68) \cdot (1) \\ q_u &= 27.96 + 36 + 1.68 = 65.64 \text{ [tn/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

Como revisión se tiene de la ecuación (2.82)

$$\begin{aligned} q_t &= \left[1 + 0.2 \left(\frac{1}{1.5} \right) \right] \cdot 5.14 \cdot (12) + (1.68)(1) \\ q_t &= 69.9 + 1.68 = 71.58 \text{ [tn/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

Entonces:

$$q_u = 65.64 \text{ [tn/m}^2\text{]} \text{ (es decir, el mas pequeño de los dos valores calculados arriba) y}$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} = \frac{65.64}{4} = 16.41 \text{ [tn/m}^2\text{]} \cong 1.64 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$



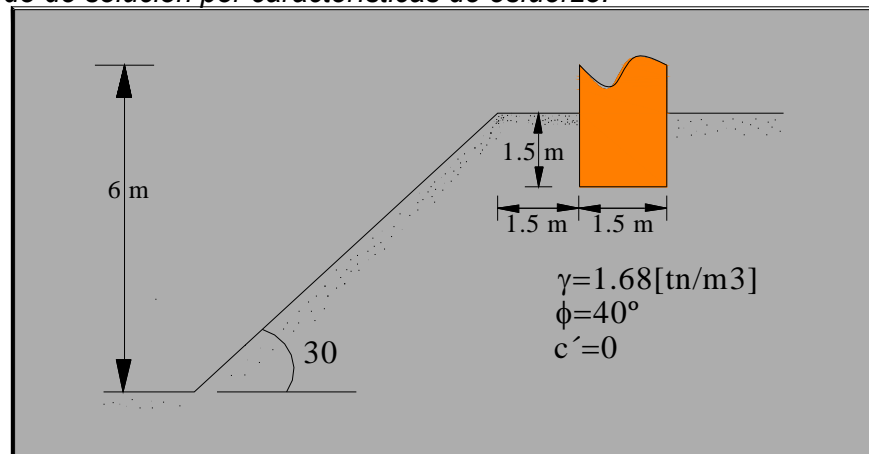
La carga admisible es por lo tanto

$$(q_a) \cdot (1 \cdot 1.5) = 24.615 [tn/m^2] \cong 2.46 [kg/cm^2]$$

Ejercicio 2.14.3.

La figura muestra una fundación continua sobre un talud de suelo granular. Estime la capacidad de carga última según

- El método de Meyerhof.
- El método de solución por características de esfuerzo.



Solución:

- Para suelo granular ($c' = 0$), de la ecuación (2.95),

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma q}$$

Se dan los valores

$$\frac{b}{B} = \frac{1.5}{1.5} = 1 \quad D_f / B = \frac{1.5}{1.5} = 1$$

$$\phi = 40^\circ \quad \beta = 30^\circ$$

De la figura [2.30], $N_{\gamma q} \approx 120$ entonces;

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot (1.68) \cdot (1.5) \cdot (120) = 151.2 [tn/m^2] \cong 15.12 [kg/cm^2]$$

- Por características de esfuerzos se tiene:

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma q}$$

De la figura [2.35b], $N_{\gamma q} \approx 110$ entonces;

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot (1.68) \cdot (1.5) \cdot (110) = 138.6 [tn/m^2] \cong 13.86 [kg/cm^2]$$



CAPÍTULO 3

ZAPATAS DE FUNDACIÓN

3.1. INTRODUCCIÓN

Dependiendo de las necesidades de la edificación y de las características del suelo pueden diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como ser: zapatas de fundación, vigas de fundación y losa de fundación. En este capítulo se estudiará todo lo concerniente a las zapatas de fundación.

Las zapatas de fundación son económicas y de una realización práctica, es por este motivo que son las más utilizadas en nuestro medio en suelos con una capacidad de carga razonable.

Si el suelo es blando y las cargas de las columnas son elevadas, las áreas requeridas para las zapatas son tan grandes que se convierten en antieconómicas; en este caso se adopta una solución alternativa que puede ser vigas o losa de fundación, analizadas en capítulos posteriores.

Entre las zapatas de fundación desarrolladas en este capítulo se tiene las siguientes: zapatas aisladas, zapatas de medianería no conectadas, zapatas de medianería conectadas, zapatas combinadas, zapatas de esquina, zapatas de esquina conectadas, zapatas retranqueadas a un lado y zapatas retranqueadas a ambos lados. El desarrollo de cada una de ellas se verá más adelante.

Dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes, las zapatas de fundación pueden ser céntricas o excéntricas, las zapatas céntricas son las que serán desarrolladas en el texto.

3.2 EFECTOS DE CARGAS EXCÉNTRICAS

Una zapata se considera cargada excéntricamente si la columna soportada no es concéntrica con el área de la zapata o si la columna transmite, en su unión con la zapata no solo una carga vertical sino también un momento flector.



La fundación de columna exterior puede estar sujeta a una carga excéntrica. Si la excentricidad es grande, puede ocasionar el efecto de tracción sobre un lado de la fundación. Por lo que es recomendable dimensionar la fundación de manera que la carga esté dentro del tercio central y de esta forma evitar esfuerzos de tracción en el suelo que teóricamente puede ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

La presión del suelo para zapatas excéntricas está expresada por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{P}{\text{Área}} \pm \frac{M}{I} \cdot x \quad \text{Ec. (3.1)}$$

Donde: $\text{Área} = A \cdot B$

A, B = Lado largo y corto de la zapata respectivamente.

$M = P \cdot e$

P = Carga de servicio.

e = Excentricidad.

$$I = \frac{B \cdot A^3}{12}$$

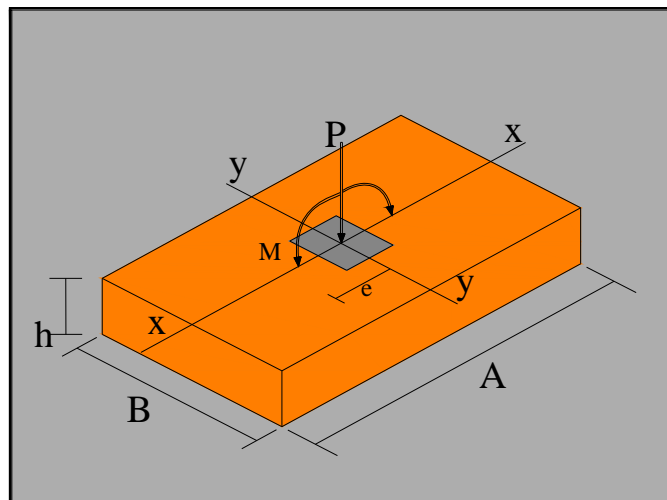
$$x = \pm \frac{A}{2}$$

Reemplazando las expresiones anteriores en la Ec. (3.1) se tiene:

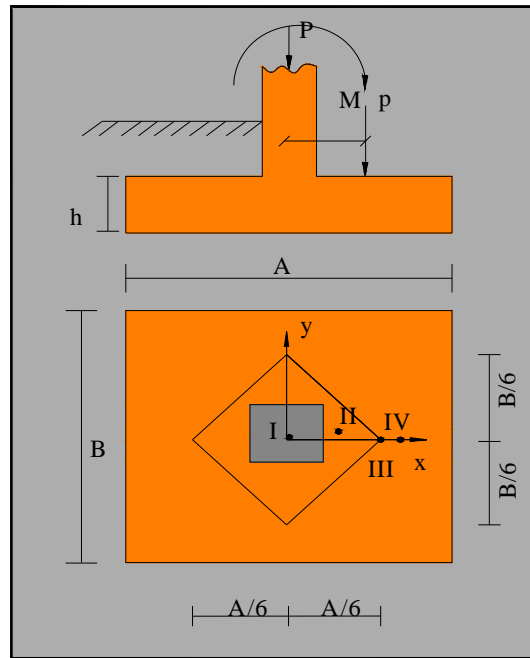
$$q = \frac{P}{A \cdot B} \pm \frac{P}{A \cdot B} \cdot \frac{6e}{A}$$

$$q = \frac{P}{A \cdot B} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right] \quad \text{Ecuación General} \quad \text{Ec. (3.2)}$$

Tomando en cuenta estos aspectos se desarrolla a continuación los diferentes casos de excentricidad (*Figura [3.1]*), en el que la carga puede actuar: en el centro, el núcleo, límite y fuera del núcleo central.



a) Vista en elevación



b) Vista en planta

Figura [3.1] – Casos de excentricidad
(Fuente: Elaboración propia)**3.2.1. CASO I.- Cuando $e = 0$**

Es el caso en que la excentricidad cae en el centro del núcleo central o tercio medio, en el cuál el momento es muy pequeño. (Figura [3.2]).

La presión del suelo está dada por la siguiente ecuación:

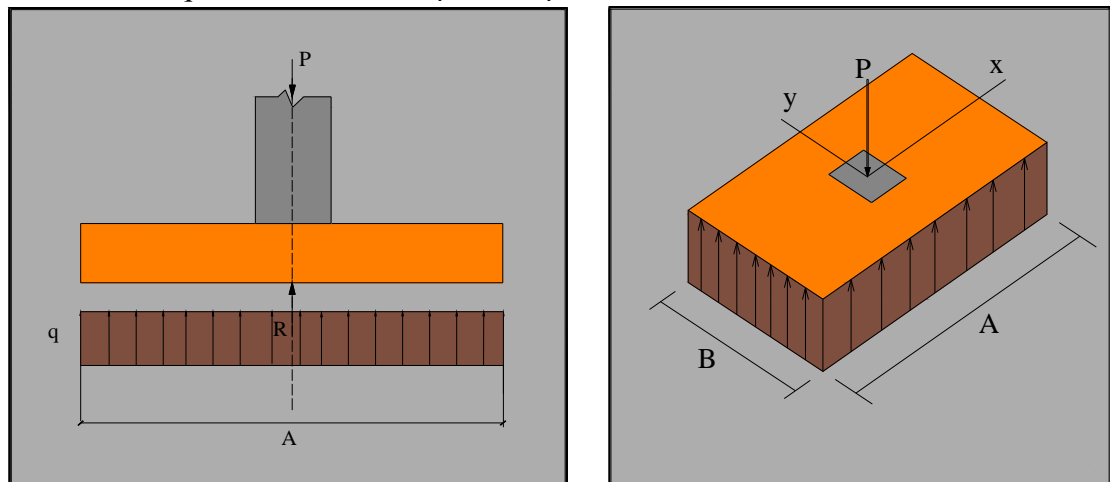
$$q = \frac{P}{A \cdot B} \quad \text{Ec. (3.3)}$$

Se debe cumplir con la siguiente relación:

$$q \leq q_a$$

Donde: q_a = Capacidad admisible de carga del suelo.

q = Presión neta que la zapata transmite al suelo.

Figura [3.2] – Caso I ($e = 0$)

(Fuente: Diseño en concreto armado "Roberto Morales Morales" Pag. 97)



3.2.2. CASO II.- Cuando $e < A/6$

En este caso la excentricidad cae dentro del núcleo central, donde el esfuerzo de compresión es mayor que el esfuerzo de flexión. (Figura [3.3]).

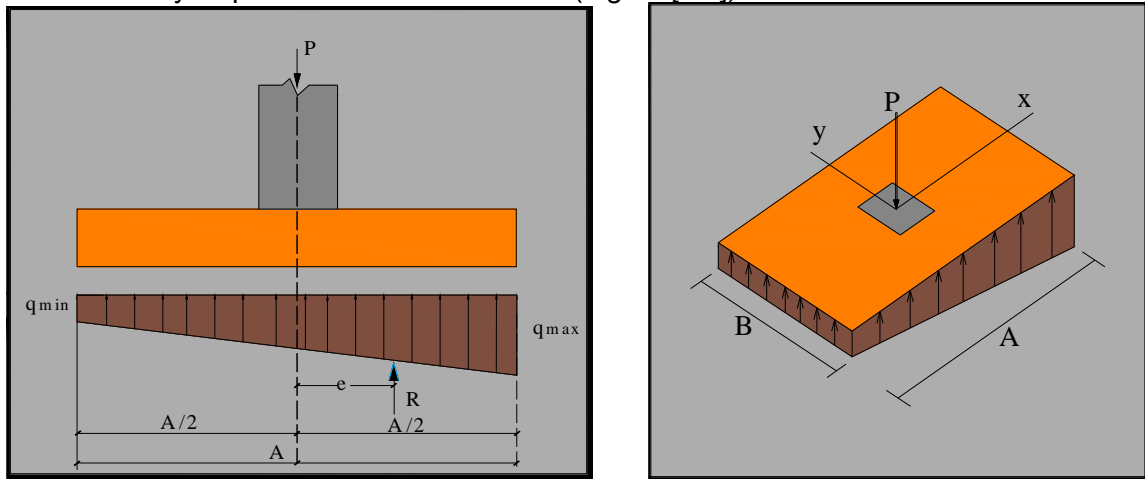


Figura [3.3] – Caso II ($e < A/6$)

(Fuente: Diseño en concreto armado “Roberto Morales Morales” Pag. 98)

Las presiones del suelo serán:

$$q_{\max} = \frac{P}{A \cdot B} \left[1 + \frac{6e}{A} \right] \quad \text{Ec. (3.4)}$$

$$q_{\min} = \frac{P}{A \cdot B} \left[1 - \frac{6e}{A} \right] \quad \text{Ec. (3.5)}$$

Para este caso así como en los posteriores se tendrá que cumplir con la siguiente condición:

$$q_{\max} \leq q_a$$

3.2.3. CASO III.- Cuando $e = A/6$

En este caso la excentricidad se encuentra en el límite del núcleo central, en el cuál el esfuerzo directo es igual al esfuerzo de flexión. (Figura [3.4]).

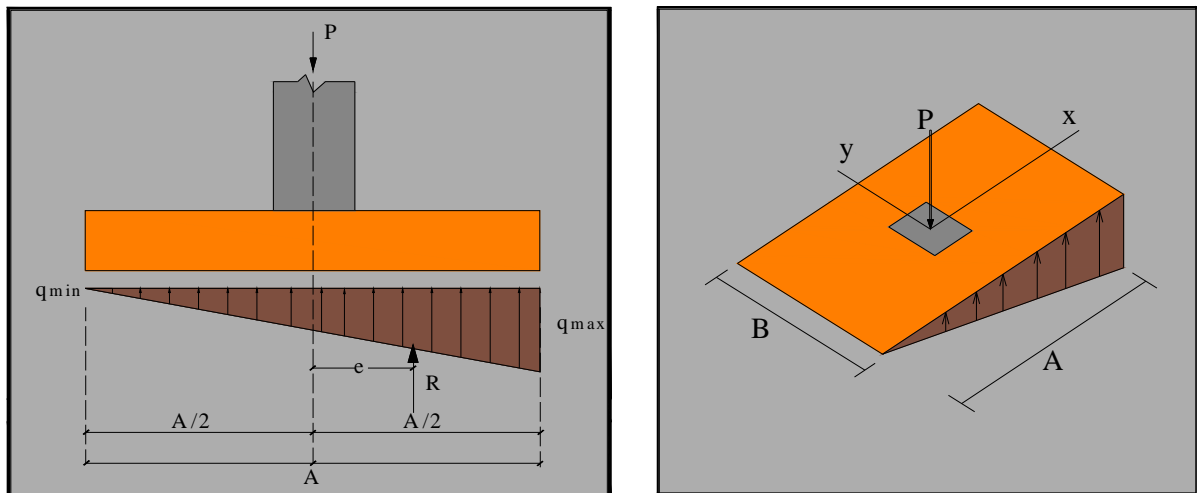


Figura [3.4] – Caso III ($e = A/6$)

(Fuente: Diseño en concreto armado “Roberto Morales Morales” Pag. 98)



Las presiones del suelo están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$q_{\max} = \frac{2 \cdot P}{A \cdot B} \quad \text{Ec. (3.6)}$$

$$q_{\min} = 0 \quad \text{Ec. (3.7)}$$

3.2.4. CASO IV.- Cuando $e > A/6$

En este último caso la excentricidad se encuentra fuera del núcleo central, si la carga actúa fuera del tercio central se provoca esfuerzos de tracción en el lado opuesto de la excentricidad. Si el esfuerzo máximo debido a la carga P no excede el esfuerzo admisible neto, no se espera que se levante ese lado de la fundación y el centro de gravedad de la distribución triangular de esfuerzos portantes debe coincidir con el punto de acción de la carga P .

Las presiones del suelo están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$q_{\max} = \frac{4 \cdot P}{3 \cdot B(A - 2e)} \quad \text{Ec. (3.8)}$$

$$q_{\min} = 0 \quad \text{Ec. (3.9)}$$

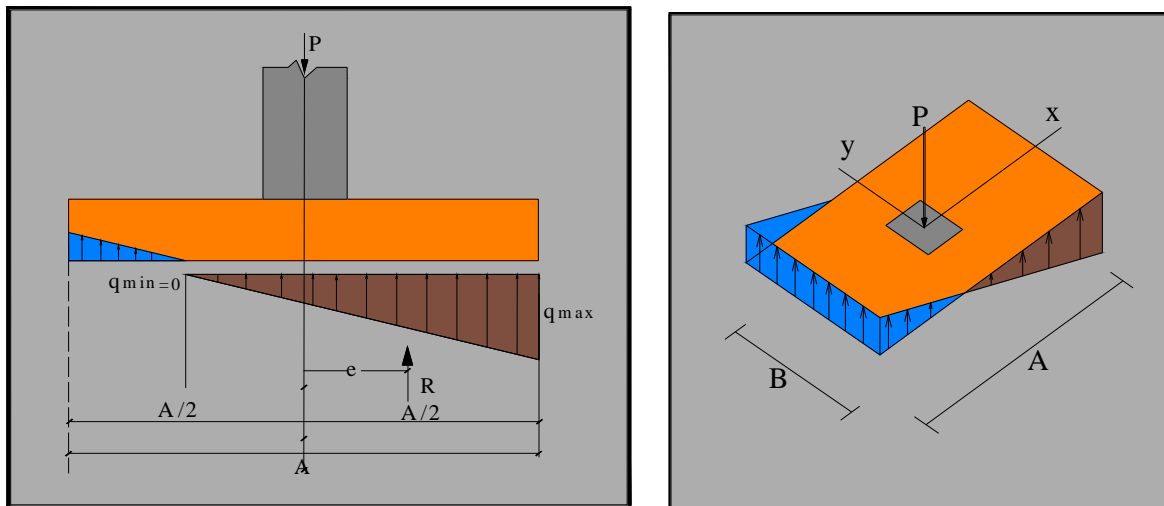


Figura [3.5] – Caso IV ($e > A/6$)

(Fuente: Diseño en concreto armado “Roberto Morales Morales” Pag. 98)

3.3. ZAPATAS CÉNTRICAS

En general y en la edificación habitual, las zapatas con carga vertical centrada es el caso más frecuente aunque suele existir momentos y cortantes, sus valores son muy pequeños y su influencia sobre el centrado de la carga es mínima.

3.4. ZAPATAS AISLADAS CÉNTRICAS

Se define como zapatas aisladas a aquellas que transmiten la carga de una sola columna al suelo como se puede observar en la figura [3.6] (a). Como excepción, se considera como zapata aislada aquella que sostiene dos soportes contiguos separados por una junta de dilatación, tipo “diapasón” como se ve en la figura [3.6] (b).



Las zapatas aisladas pueden ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que las cargas son relativamente bajas y/o el suelo tenga buena resistencia.

El funcionamiento de una zapata de este tipo no es complejo y su cálculo no ofrece ninguna dificultad, estas serán analizadas como fundaciones rígidas.

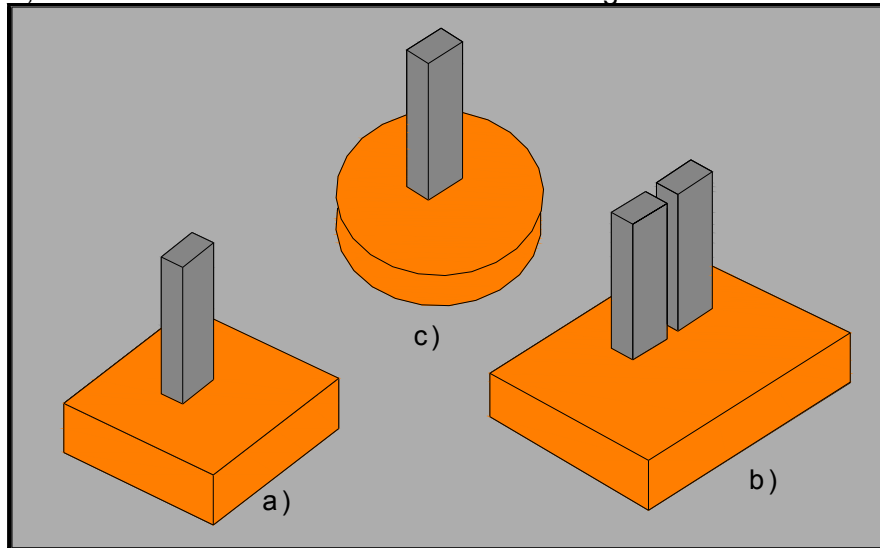


Figura [3.6] – Tipos de zapatas aisladas

(Fuente: Cálculo de estructuras de cimentación “J. Calavera” Pag. 89)

La distribución de presiones debajo de una zapata con una carga puntual no es uniforme. La forma de distribución de presiones depende del tipo del material de apoyo y del grado de rigidez de la zapata, como se observa en la figura [3.7]. Cuando la distribución de esfuerzos es irregular se crea un problema de resolución bastante complejo, entonces se adopta, para simplificar el cálculo, una repartición lineal de presiones la cuál en la práctica demuestra tener poca variación con la repartición real de presiones, (figura [3.7] (a)).

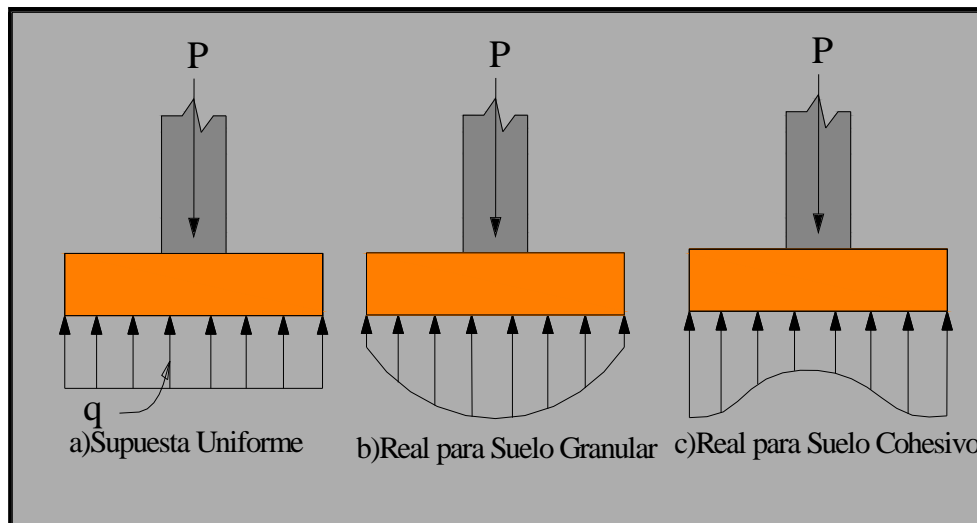


Figura [3.7] – Distribución de presiones

(Fuente: Diseño de estructuras de concreto “Arthur H. Nilson” Pag. 500)



Las zapatas deben ser diseñadas para resistir los efectos de las cargas axiales, cortes y momentos aplicados mayorados.

DISEÑO ZAPATA AISLADA CÉNTRICA

3.4.1. Dimensionamiento en planta

Se procede a estimar el área de la zapata en función de la capacidad admisible de carga del suelo y de la carga de servicio.

$$q_a = \frac{P}{A_{req}} \quad \Leftrightarrow \quad A_{req} = \frac{P}{q_a} \quad \text{Ec. (3.10)}$$

Donde: P = Carga de servicio.

A_{req} = Área requerida de la zapata aislada rectangular ($A \times B$) o cuadrada ($A \times A$).

q_a = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

La carga de servicio (P) es la carga actuante en la columna transmitida a la zapata, la cuál es calculada previamente haciendo un análisis de toda la estructura.

Cuando se realiza el dimensionado de una zapata rectangular se puede asumir una de las secciones (A o B), y calcular la otra. En caso de una zapata cuadrada el lado A es igual al lado B ($A = B$).

★ Zapatas cuadradas:

$$q_a = \frac{P}{A^2} \quad \Leftrightarrow \quad A = \sqrt{\frac{P}{q_a}} \quad \text{Ec. (3.11)}$$

★ Zapatas rectangulares:

$$q_a = \frac{P}{A \cdot B} \quad \Leftrightarrow \quad A = \frac{P}{q_a \cdot B} \quad \text{Ec. (3.12)}$$

Para el caso de zapatas rectangulares, no es aconsejable sobrepasar la relación de $A = 2 \cdot B$. caso contrario, debe proyectarse la zapata de forma que se garantice el trabajo del conjunto, por ejemplo, recurriendo a la colocación de nervio superior.

Posteriormente se calcula la presión neta última que la zapata transmite al suelo:

$$q_u = \frac{P_u}{A_{req}} \quad \text{Ec. (3.13)}$$

Donde: P_u = Carga mayorada que debe ser resistida por la zapata.

Los factores de mayoración según el Reglamento ACI-05 * son:

$$\left. \begin{array}{l} P_u = 1.2 D + 1.6 L \\ P_u = 1.4 D \end{array} \right\} \begin{array}{l} D = \text{Carga Muerta} \\ L = \text{Carga Viva} \end{array}$$

Elegir el mayor de los dos valores.

*Reglamento ACI 318S-05 (9.2) Pág.111



A_{req} = Área requerida de la zapata aislada cuadrada ($A \times A$) o rectangular ($A \times B$).

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

Posteriormente se verifica que la capacidad calculada mediante la ecuación Ec. (3.14) no sea mayor a la resistencia admisible de apoyo.

$$q = \frac{P}{A \cdot B} \quad \text{Ec. (3.14)}$$

$$q \leq q_a \quad \text{Ec. (3.15)}$$

3.4.2. Dimensionamiento en elevación

Se estima el canto útil " d " de la zapata en función a las verificaciones de corte por punzonamiento y corte por flexión o se puede calcular un canto útil mínimo.

El reglamento ACI 318S-05* indica que el canto útil de las zapatas no debe ser menor a 15 cm para zapatas apoyadas sobre el suelo.

3.4.2.1. Verificación a corte por punzonamiento

Una columna apoyada en una zapata produce el efecto de punzonamiento a causa de los esfuerzos cortantes que actúan en la zapata alrededor del perímetro de la columna, efecto por el que la zapata se somete a una compresión vertical. Si este esfuerzo es muy grande la zapata tiende a fallar por corte.

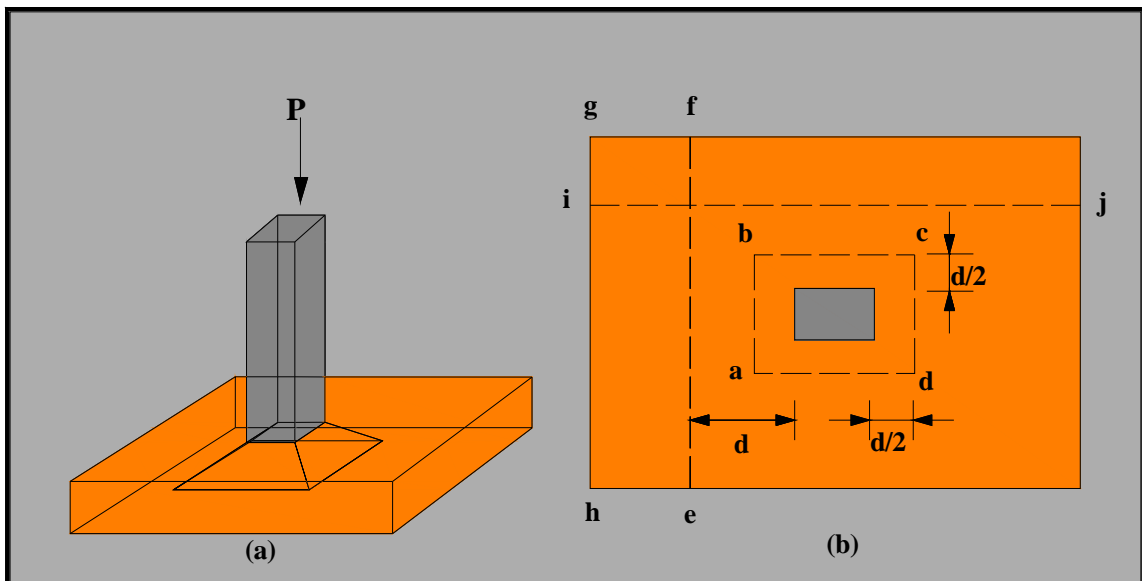


Figura [3.8] – (a) Falla de corte por punzonamiento (b) Secciones críticas por cortante
(Fuente: Diseño de estructuras de concreto "Arthur H. Nilson" Pag. 506)

En consecuencia, si se produce la rotura, la discontinuidad tiene la forma de la pirámide trunca como se ve en la figura [3.8(a)], cuyos lados se extienden hacia fuera, en un ángulo que se aproxima a los 45°.

*Reglamento ACI 318S -05 (15.7) Pag. 260



El promedio de esfuerzo cortante en el concreto que falla, puede tomarse equivalente al que actúa en planos verticales a través de la zapata y alrededor de la columna sobre un perímetro a una distancia $d/2$ de la cara de la columna (sección vertical a través de $abcd$ en la figura [3.8(b)]). Este esfuerzo de corte puede ser determinado con la siguiente ecuación.

$$v_u = \frac{q_u (AB - A_0)}{\phi b_o d} \quad \text{Ec. (3.16)}$$

$$A_0 = (a + d)(b + d) \quad \text{Ec. (3.17)}$$

$$b_o = 2 \cdot (a + b + 2d) \quad \text{Ec. (3.18)}$$

Donde:

v_u = Tensión cortante actuante en la zapata.

A_0 = Área de la sección crítica para cortante $abcd$ de la figura [3.8 (b)].

b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante.

A = Ancho de la zapata.

A = Ancho de la zapata.

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

d = Canto útil de la zapata.

$\phi = 0,75^*$

El reglamento ACI 318-05** establece que la tensión admisible de corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (3.19)}$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (3.20)}$$

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (3.21)}$$

Donde: β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$\alpha_s = 20$, para cargas aplicadas en la esquina de una zapata

$\alpha_s = 30$, para cargas aplicadas en el borde de una zapata

$\alpha_s = 40$, para cargas aplicadas al centro de una zapata

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto a los 28 días.

Cumpliendo los requisitos se debe verificar la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c \quad \text{Ec. (3.22)}$$

*Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.3) Pág.115

**Reglamento ACI 318S-05 (11.12.2.1) Pág.192



3.4.2.2. Verificación a corte por flexión

El corte por flexión puede ocurrir en una sección ubicada a una distancia d de la cara de la columna, como en las vigas y losas unidireccionales. Según el reglamento ACI 318S-05* la tensión cortante está determinada por la siguiente ecuación:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (3.23)}$$

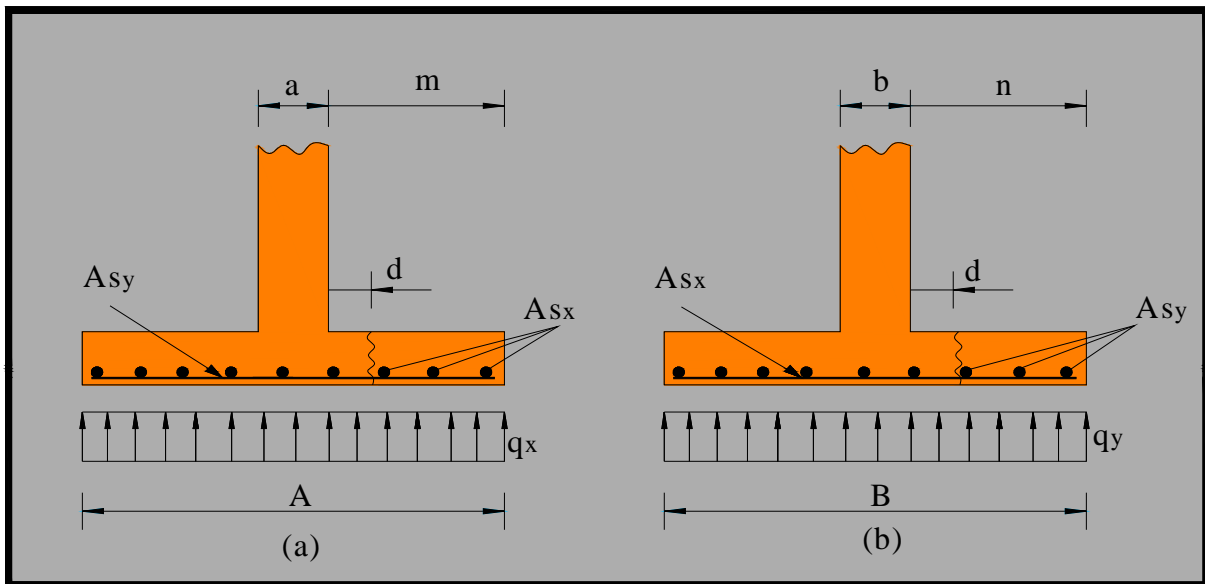


Figura [3.9] – Falla a cortante por flexión (a) para el eje “x”, (b) para el eje “y”
(Fuente: Elaboración propia)

De la condición de equilibrio y la geometría de la *figura [3.9]* se tiene las ecuaciones tabuladas en la **Tabla [3.1]**.

Tabla [3.1.] Ecuaciones para la verificación de corte por flexión

Para el eje “x”	Para el eje “y”
$m = \frac{A - a}{2}$	$n = \frac{B - b}{2}$
$q_x = q_u \cdot B \quad ; \quad q_x = \frac{P_u}{A}$	$q_y = q_u \cdot A \quad ; \quad q_y = \frac{P_u}{B}$
$V_x = q_x \cdot (m - d)$	$V_y = q_y \cdot (n - d)$
$M_y = q_x \frac{m^2}{2}$	$M_x = q_y \frac{n^2}{2}$
$\Rightarrow v_u = \frac{V_x}{\phi B d}$	$\Rightarrow v_u = \frac{V_y}{\phi A d}$

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194



Tabla [3.1.] (Continuación) - Ecuaciones para la verificación de corte por flexión

Donde:

A, B = Largo y ancho de la zapata respectivamente.

a, b = Largo y ancho de la columna respectivamente.

q_x, q_y = Presión última por unidad de longitud en la dirección "x" e "y" respectivamente.

V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección "x" e "y" respectivamente.

M_x, M_y = Momento último en la dirección "x" e "y" respectivamente.

v_u = Tensión cortante actuante en la zapata.

d = Canto útil de la zapata.

ϕ = 0,75*

Entonces para el cálculo del valor del canto útil de la fundación " d ", tanto a punzonamiento como a flexión en "x" e "y":

1.- Se puede asumir un valor de canto útil " d " y verificar que se cumpla con la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c$$

En caso de no cumplir aumentar el valor de " d "

2.- Para no asumir el valor " d " se puede calcular el canto útil mínimo requerido, igualando las tres ecuaciones a sus respectivas resistencias, despejando luego los tres valores de canto útil, tomando como definitivo el mayor de los tres.

Entonces la altura mínima de la zapata es:

$$h_{\min} = d_{\min} + r \quad \text{Ec. (3.24)}$$

Donde: r = Recubrimiento.

3.4.3. Transferencia de esfuerzos

La transferencia de esfuerzos en zapatas se encuentra desarrollado en el anexo B del texto.

3.4.4. Cálculo del refuerzo de acero por flexión

Las zapatas cuadradas trabajan en una sola dirección, entonces la armadura de flexión se distribuye uniformemente a lo largo y ancho de la zapata.

*Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.3) Pág.115



En las zapatas rectangulares se debe calcular el refuerzo de acero en dos direcciones, el refuerzo en la dirección larga (A_{s1}) debe distribuirse uniformemente en el ancho total de la zapata, para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total (A_{s2}) debe distribuirse en forma uniforme sobre la franja (centrada con respecto al eje de la columna) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El refuerzo restante (A_{s3}) requerido en la dirección corta debe distribuirse equitativamente sobre los dos segmentos fuera del ancho de la franja, la mitad para cada segmento.

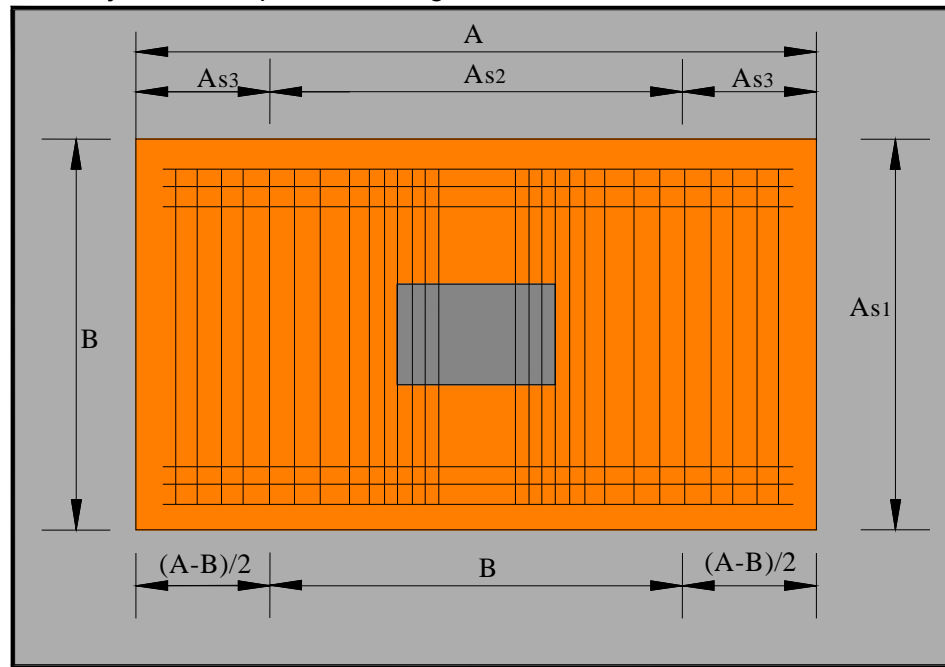


Figura [3. 10] – Distribución de la armadura de flexión
(Fuente: Elaboración propia)

Una vez calculada la sección de la zapata y el canto útil, se procede a calcular la armadura con los momentos obtenidos de la **Tabla [3.1]**.

★ La armadura A_{s1} (figura [3.10]) será calculada de las siguientes ecuaciones:

$$A_{s1} = \frac{M_y}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.25)}$$

La armadura mínima $A_{s1 \min}$ se calcula con:

$$A_{s1 \min} = 0.0018 \cdot B \cdot h \quad * \quad \text{Ec. (3.26)}$$

Por lo tanto A_{s1} será el mayor valor de las dos ecuaciones (3.25) y (3.26).

$$A_{s1} \geq A_{s1 \min} \quad \text{Ec. (3.27)}$$

*Reglamento ACI 318S-05 (7.12.2.1) Pág.98



★ La armadura A_{s2} (figura [3.10]) será calculada con la Ec. (3.25), utilizando el momento M_x calculado anteriormente con las ecuaciones de la **Tabla [3.1]**.

Se debe calcular también con la siguiente ecuación:

$$A_{s2} = \frac{2}{\beta + 1} A_{s1} \quad \text{Ec. (3.28)}$$

Donde: β * = Es la relación entre el lado largo y corto de la columna a y b respectivamente.

Además determinar la armadura mínima $A_{s2 \text{ min}}$:

$$A_{s2 \text{ min}} = 0.0018 \cdot B \cdot h \text{ **} \quad \text{Ec. (3.29)}$$

De la misma manera que el caso anterior, A_{s2} será el valor máximo de las ecuaciones (3.25), (3.28) y (3.29).

$$A_{s2} \geq A_{s2 \text{ min}}$$

★ La armadura A_{s3} (figura [3.10]) es el 50% de la diferencia de las armaduras principales:

$$A_{s3} = \frac{A_{s1} - A_{s2}}{2} \quad \text{Ec. (3.30)}$$

La armadura mínima $A_{s3 \text{ min}}$:

$$A_{s3 \text{ min}} = 0.0018 \cdot \left(\frac{A - B}{2} \right) \cdot h \text{ **} \quad \text{Ec. (3.31)}$$

El valor más grande de las ecuaciones (3.30) y (3.31), será establecido como A_{s3} .

$$A_{s3} \geq A_{s3 \text{ min}}$$

Donde: A, B = Largo y ancho de la zapata respectivamente.

M_x, M_y = Momento último en la dirección "x" e "y" respectivamente.

h = Altura de la zapata.

ϕ = 0.9 (Valor utilizado cuando $\varepsilon_t \geq 0.005$, generalmente ocurre en zapatas.)

3.4.5. Adherencia y desarrollo en barras

La longitud de adherencia se desarrolla en el anexo C del texto.

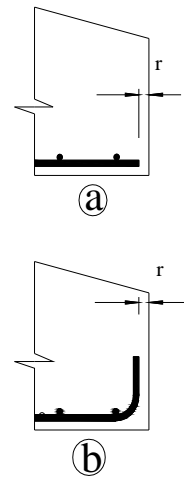
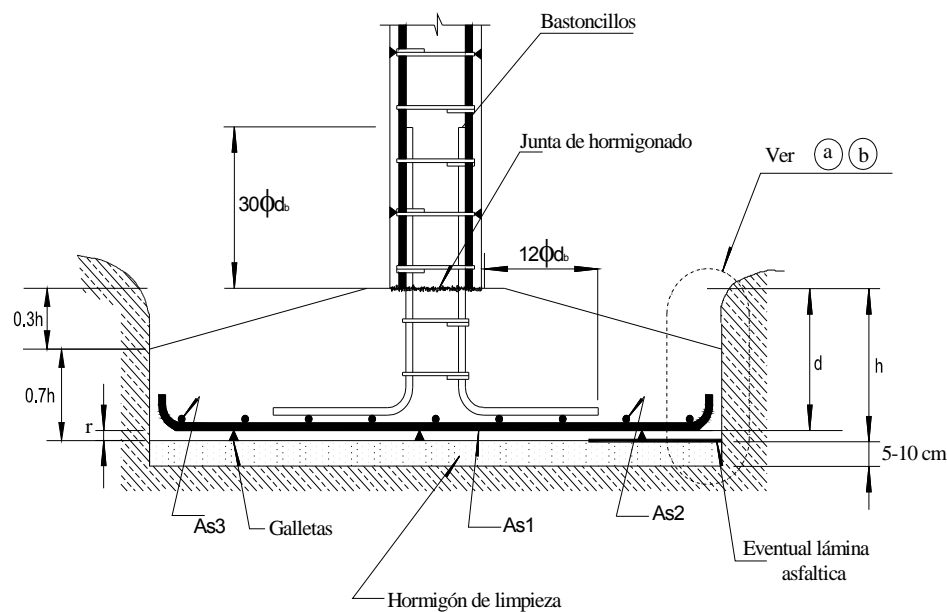
*Reglamento ACI 318S-05 (R11.12.2.1) Pág.192

**Reglamento ACI 318S-05 (7.12.2.1) Pág.98

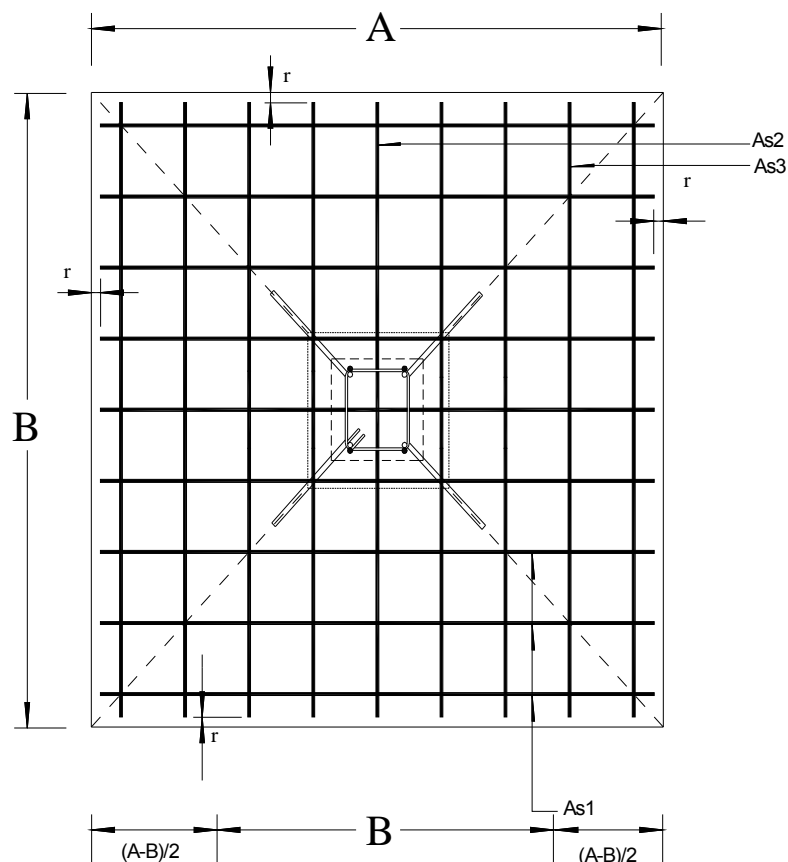


3.4.6. Detalle de armado de la zapata

ELEVACIÓN



PLANTA





3.5. ZAPATAS DE MEDIANERÍA NO CONECTADAS

La zapata de medianería es un caso muy frecuente en edificaciones. La necesidad de su uso se hace latente, cuando existen límites de propiedad en el terreno donde se va a construir la estructura. En la *figura [3.11]* se indican las disposiciones más frecuentes de zapatas de medianería.

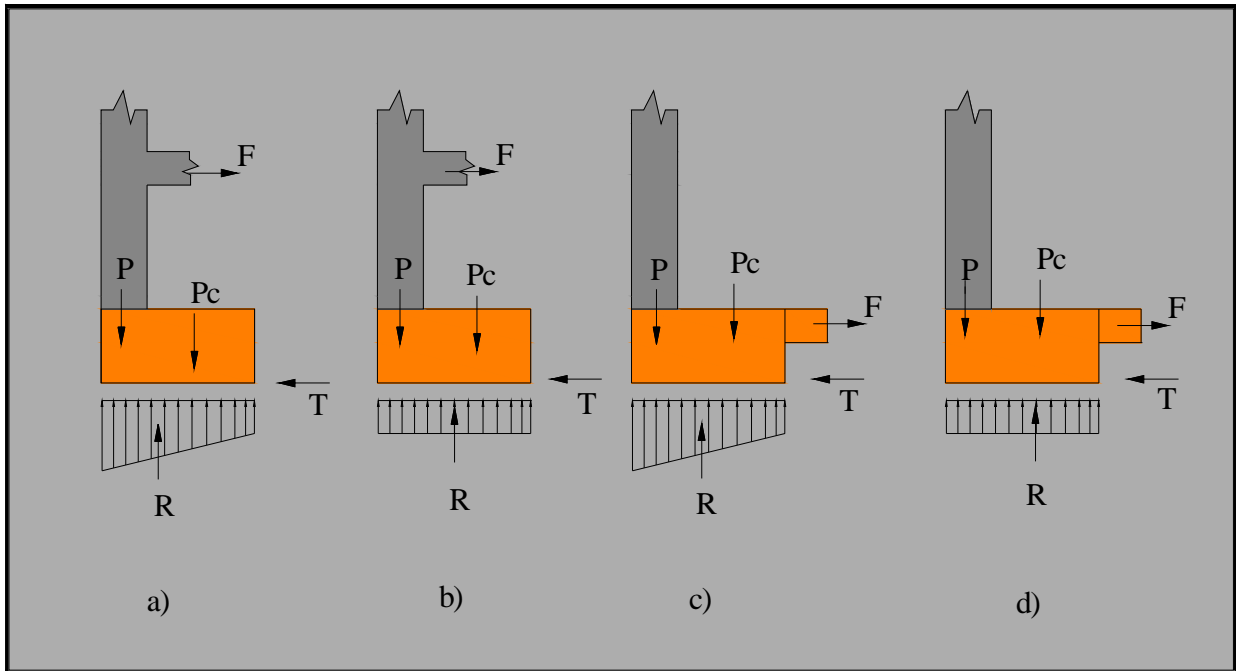


Figura [3.11] – Disposiciones frecuentes para las zapatas de medianería.
(Fuente: *Calculo de estructuras de cimentación “J. Calavera”* Pag. 152)

El caso **a)** trata de un sistema en el que la resultante R es excéntrica respecto a la zapata, provocando por tanto un diagrama no uniforme de presiones como respuesta del terreno. La diferencia de tensiones a lo largo de la fundación provoca, el giro de este a través de asentamientos diferenciales. Como el soporte se supone elásticamente empotrado en la fundación, sufre un giro igual y aparece un par de fuerzas T y F , una a la altura de la viga del primer nivel y otra en la superficie de contacto entre zapata y terreno.

La situación que expone **b)** corresponde a una simplificación de la primera en la que se supone que el par formado por las dos fuerzas T y F es capaz de centrar exactamente la resultante, con lo que la zapata recibe una respuesta uniforme del terreno.

El esquema **c)** corresponde a la situación en que no existe viga en el primer nivel de la edificación y la respuesta T es proporcionada íntegramente por un tirante a nivel de la cara superior de la zapata.

En el caso **d)** se parte de nuevo de considerar la reacción R centrada por el par de fuerzas T y F .



Los casos a) y b) producen incrementos de flexión importantes en el soporte que se tiene en el límite de propiedad. En cambio c) y d) no los producen.

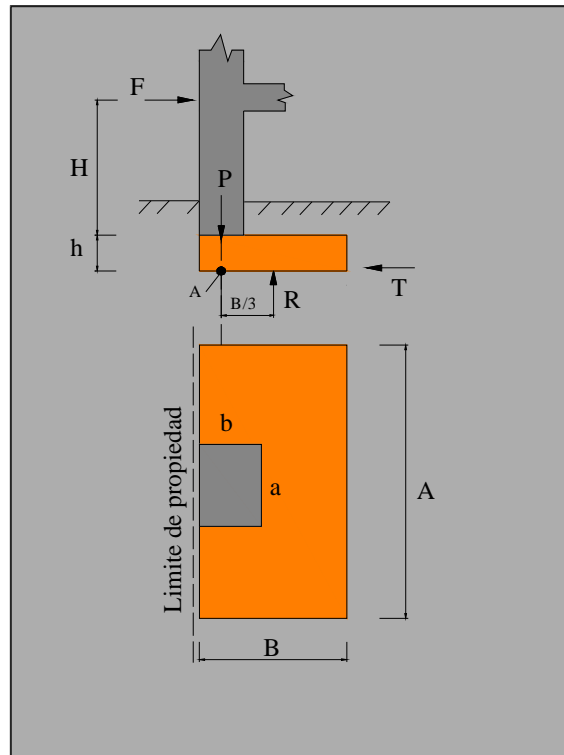


Figura [3.11] – Zapata de medianería.
(Fuente: Elaboración propia)

OBSERVACIONES IMPORTANTES

$$\sum V = 0$$

$$\Rightarrow R = P$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow R \cdot \frac{B}{3} = F(H + h)$$

$$\Rightarrow F = \frac{P \cdot B}{3 \cdot (H + h)}$$

$$\sum H = 0$$

$$\Rightarrow T = \frac{P \cdot B}{3 \cdot (H + h)}$$

- a) La tracción F en el nivel del primer piso, debe ser absorbida disponiendo una armadura adicional As' sobre la que ya existe.

$$As' = \frac{F}{f_y}$$



- b) La fuerza T de rozamiento entre zapata y terreno puede ser resistida por punzonamiento siempre que:

$$C_s T \leq (P + P_c) \mu$$

Donde C_s es un coeficiente de seguridad que puede tomarse igual a 1.5 y μ es un coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo.

$$\mu = \frac{2}{3} \tan \phi$$

ϕ = Ángulo de rozamiento

- c) Si el rozamiento no basta para resistir la fuerza T , existen tres soluciones:

- Disminuir el valor de “B” para reducir T .

-Aumentar el valor de “d” con el mismo objetivo.

-Absorber la fuerza “F” con tirantes anclados o apoyos en puntos adecuados de la estructura (por ejemplo otra zapata comprobando en ella la seguridad a deslizamiento).

- d) La presión debe ser comprobada de acuerdo con los datos del informe geotécnico

- e) La columna debe ser calculada para el momento flector $M_B = R \cdot \frac{B}{3}$, además de los momentos que ya tuviera por el trabajo general de la estructura (momento del análisis del programa estructural).

DISEÑO ZAPATA DE MEDIANERÍA NO CONECTADA

3.5.1. Dimensionamiento en planta

Para el diseño de una zapata de medianería no conectada, al igual que para el caso de la zapata aislada se calcula la sección en función de la carga de servicio y la capacidad admisible del suelo.

$$q_a = \frac{P}{A_{req}} \quad \Leftrightarrow \quad A_{req} = \frac{P}{q_a} \quad \text{Ec. (3.32)}$$

En las zapatas de medianería se puede asumir que el lado largo de la zapata es el doble del lado corto, reemplazando en la Ec. (3.32) se obtiene la ecuación para el cálculo de las secciones de la zapata.

$$A = 2B \Rightarrow B = \sqrt{\frac{P}{2 \cdot q_a}} \Rightarrow A = 2 \cdot \sqrt{\frac{P}{2 \cdot q_a}} \quad \text{Ec. (3.33)}$$

Posteriormente calcular la presión neta última que la zapata transmite al suelo:

$$q_u = \frac{P_u}{A_{req}} \quad \text{Ec. (3.34)}$$



3.5.2. Dimensionamiento en elevación

Una vez que se determina el área requerida por la zapata, se estima el canto útil “d” o se calcula el canto útil mínimo de la misma realizando las verificaciones anteriormente desarrolladas que son: la verificación a corte por punzonamiento y corte por flexión.

3.5.2.1. Verificación a corte por punzonamiento

Como ya se explicó si la falla ocurre, la fractura adopta la forma de la pirámide truncada que aparece en la *figura [3.12] (a)*, en un ángulo que se aproxima a los 45°.

El promedio de esfuerzo cortante en el concreto que falla, puede tomarse equivalente al que actúa en planos verticales a través de la zapata y alrededor de la columna sobre un perímetro a una distancia $d/2$ de la cara de la columna (sección vertical a través de *abcd* en la *figura [3.12](b)*). La tensión cortante puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$v_u = \frac{q_u (AB - A_0)}{\phi b_o d} \quad \text{Ec. (3.35)}$$

$$A_0 = (a + d) \cdot (b + d/2) \quad \text{Ec. (3.36)}$$

$$b_o = 2b + 2d + a \quad \text{Ec. (3.37)}$$

Donde: v_u = Tensión cortante actuante en la zapata.

A_0 = Área de la sección crítica para cortante *abcd* de la *figura [3.12] (b)*.

A = Ancho de la zapata.

B = Largo de la zapata.

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

d = Canto útil de la zapata.

$\phi = 0,75^*$

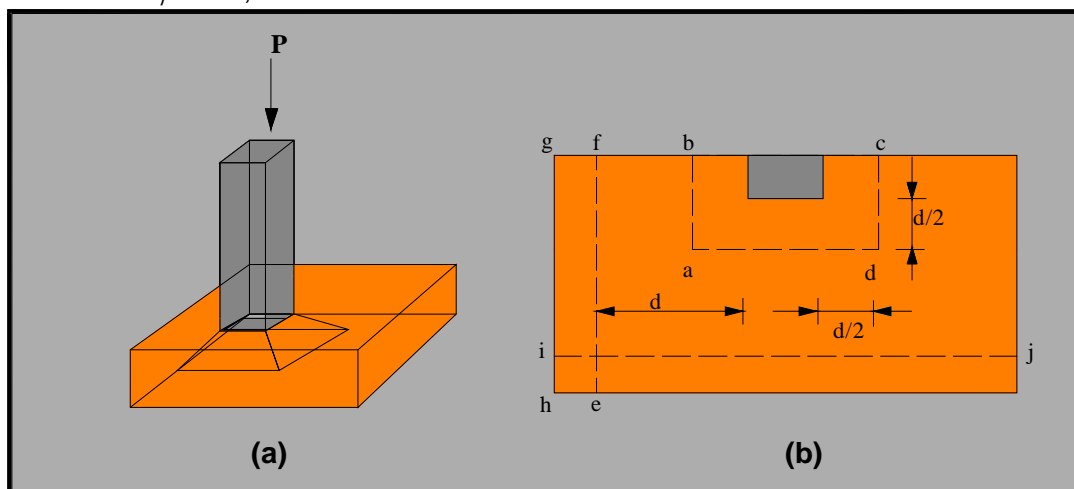


Figura [3.12] – (a) Falla a cortante por punzonamiento (b) Secciones críticas por cortante
(Fuente: Elaboración propia)

*Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.3) Pág.115



La tensión admisible a corte por punzonamiento se debe verificar con las ecuaciones (3.19) a (3.21).

- $v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
- $v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$

3.5.2.2. Verificación a corte por flexión

Las falla a cortante por flexión según el reglamento ACI 318S-05* puede ocurrir en una sección ubicada a una distancia d de la cara de la columna, como en la figura [3.13], la tensión cortante está determinada por la ecuación ya mencionada:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

De la geometría de la figura [3.13] se deducen las ecuaciones de la **Tabla [3.2]**:

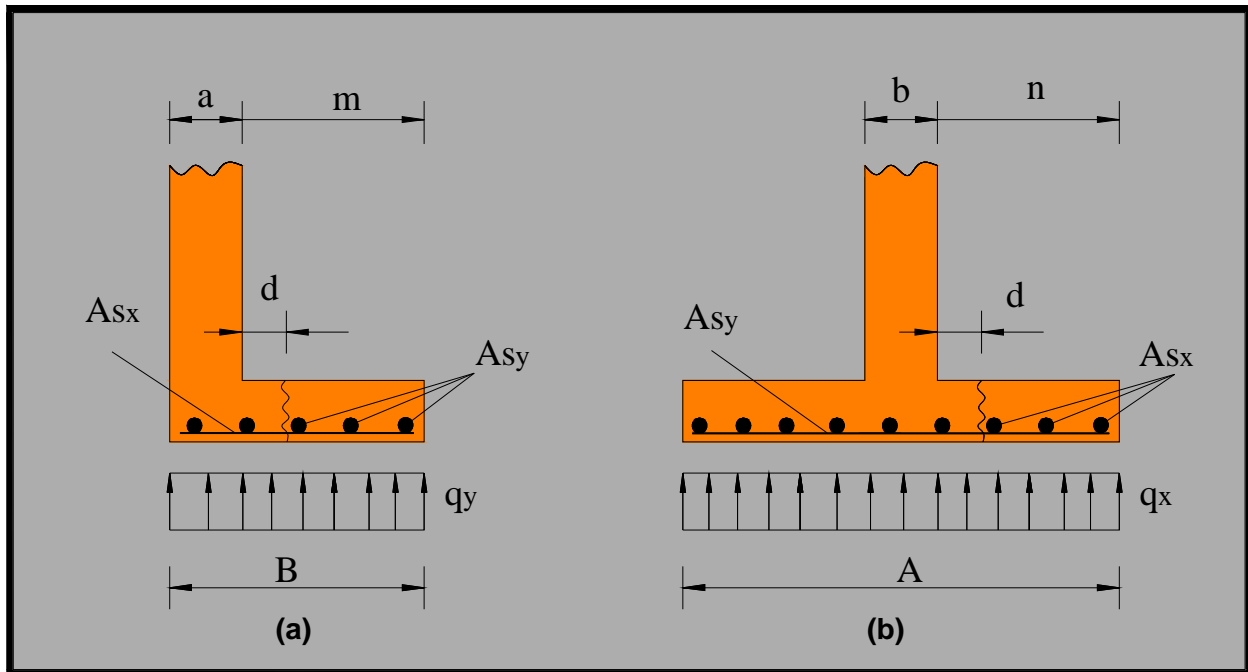


Figura [3.13] – Falla a cortante por flexión (a) para el eje “x”, (b) para el eje “y”

(Fuente: Elaboración propia)

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194

**Tabla [3.2.] Ecuaciones para la verificación de corte por flexión**

Para el eje “x”	Para el eje “y”
$m = B - a$	$n = \frac{A - b}{2}$
$q_x = q_u \cdot A \ ; \ q_x = \frac{P_u}{B}$	$q_y = q_u \cdot B \ ; \ q_y = \frac{P_u}{A}$
$V_x = q_x (m - d)$	$V_y = q_y (n - d)$
$M_y = q_x \frac{m^2}{2}$	$M_x = q_y \frac{n^2}{2}$
$\Rightarrow v_u = \frac{V_x}{\phi A d}$	$\Rightarrow v_u = \frac{V_y}{\phi B d}$
<p>Donde: A, B = Largo y ancho de la zapata respectivamente. a, b = Largo y ancho de la columna respectivamente. q_x, q_y = Presión por unidad de longitud en la dirección “x” e “y” respectivamente. V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección “x” e “y” respectivamente. M_x, M_y = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente. v_u = Tensión cortante actuante en la zapata. d = Canto útil de la zapata.</p>	

Entonces se debe cumplir:

$$v_u \leq v_c$$

El canto útil “d” será el mayor valor encontrado con las verificaciones realizadas anteriormente.

Por lo tanto, la altura mínima de la zapata será calculada mediante la ecuación siguiente:

$$h_{\min} = d_{\min} + r$$

3.5.3. Transferencia de esfuerzos

La transferencia de esfuerzos desarrollada en el anexo B es también aplicada para zapatas de medianería no conectadas.

3.5.4. Cálculo del refuerzo de acero por flexión

En las zapatas de medianería se trabaja en dos direcciones, la armadura de flexión se debe distribuir uniformemente en todo lo ancho y largo de la zapata.



Los refuerzos de acero en general serán calculados con los momentos de la **Tabla [3.2]**.



La armadura A_{s1} será determinada de las siguientes ecuaciones.

$$A_{s1} = \frac{M_y}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{s1} f_y}{0,85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.38)}$$

La armadura mínima $A_{s1 \min}$ al igual que para zapatas aisladas será calculada con:

$$A_{s1 \min} = 0.0018 \cdot A \cdot h^* \quad \text{Ec. (3.39)}$$

Por lo tanto A_{s1} será el mayor de las ecuaciones (3.38) y (3.39).

$$A_{s1} \geq A_{s1 \min}$$



La armadura A_{s2} será calculada con la Ec. (3.38) utilizando el momento M_x , el acero mínimo con la ecuación mostrada a continuación:

$$A_{s2 \min} = 0.0018 \cdot B \cdot h^* \quad \text{Ec. (3.40)}$$

Luego A_{s2} será el mayor de las ecuaciones (3.38) y (3.40).

$$A_{s2} \geq A_{s2 \min}$$

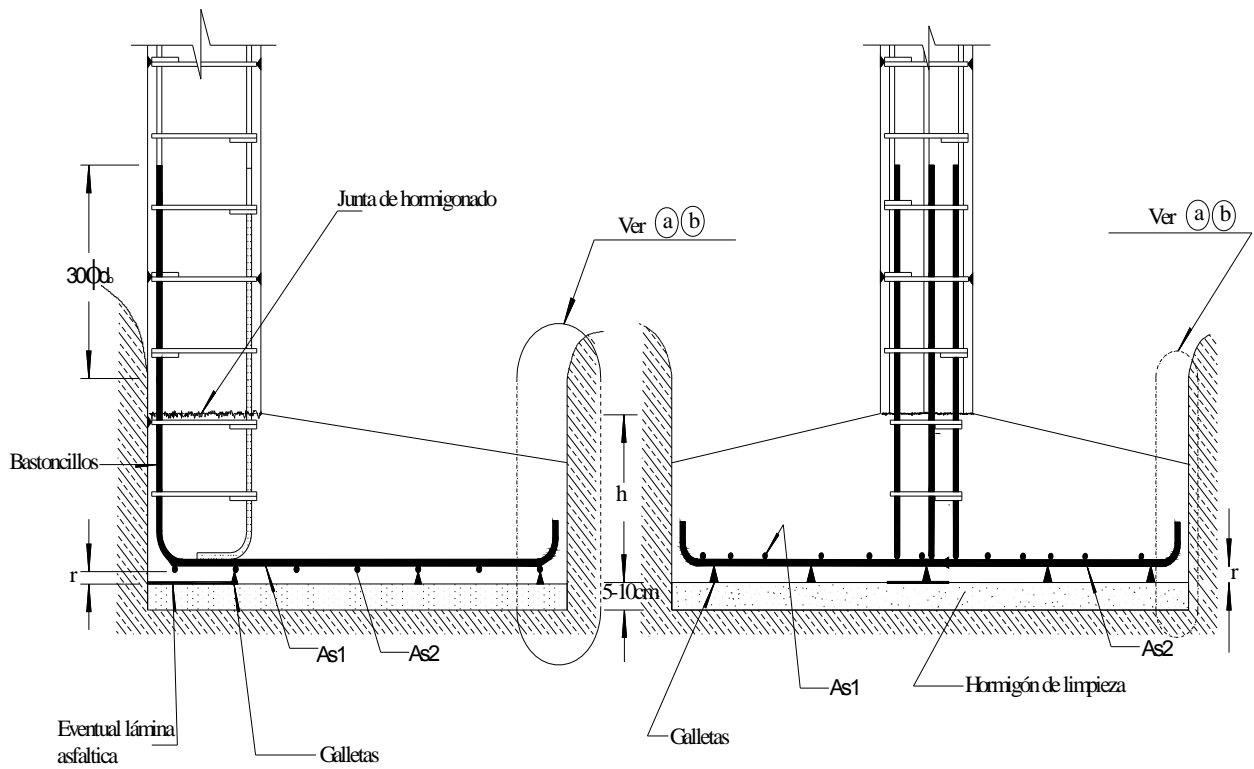
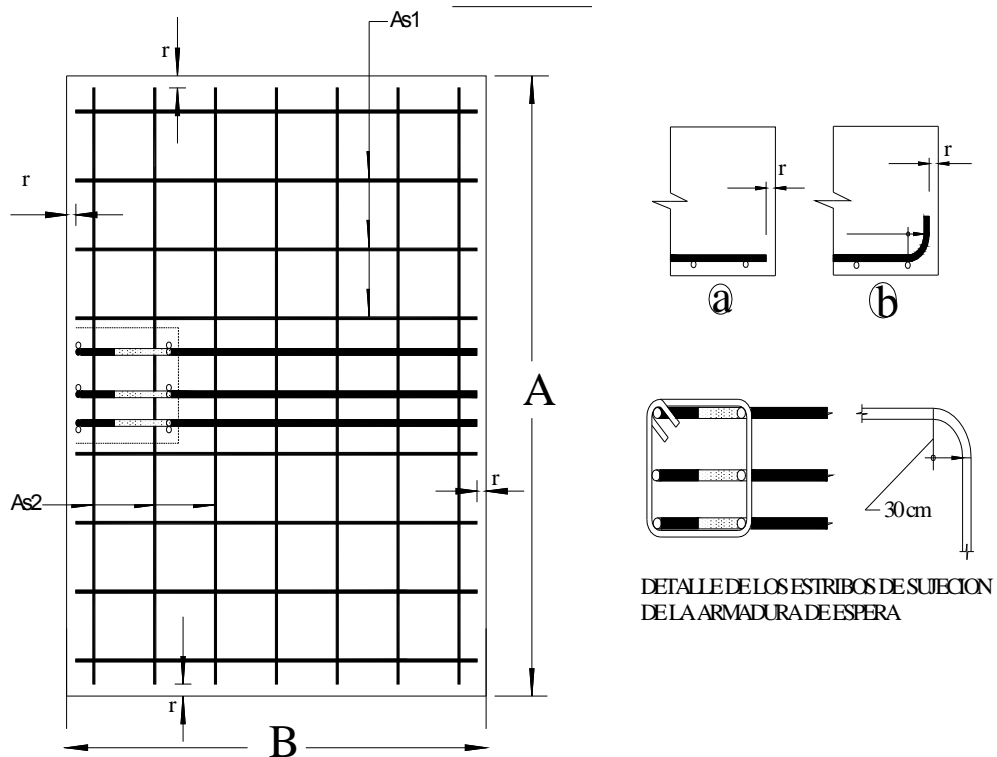
Entonces el acero A_{s1} será distribuido a lo largo de la zapata y el A_{s2} a lo ancho de la zapata.

3.4.5. Adherencia y desarrollo en barras

La longitud de adherencia desarrollada en el anexo C es también aplicable para zapatas de medianería.



3.5.6. Detalle de armado de la zapata

ELEVACIÓNPLANTA



3.6. ZAPATAS DE MEDIANERÍA CONECTADAS

La zapata de medianería conectada es una solución para el caso de columnas que se encuentren en límite de propiedad, son zapatas de medianería enlazadas a otras interiores mediante una viga centradora. La cuál desempeña la misión de centrar la fuerza de reacción del suelo bajo la zapata de medianería.

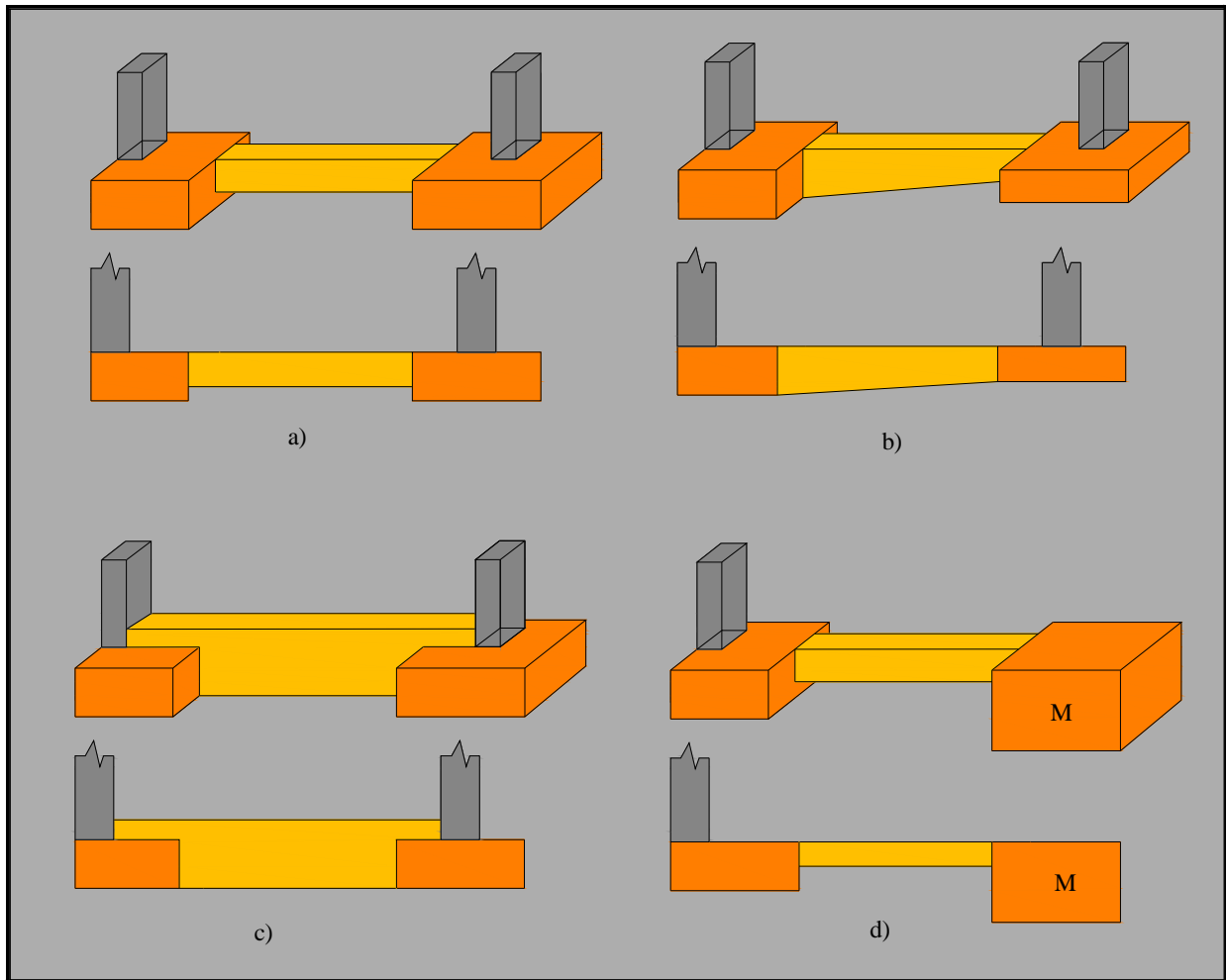


Figura [3.14] - Zapata de medianería conectada con una viga centradora.

(Fuente: Elaboración propia)

Existen varios casos de zapatas conectadas como se muestra en la *figura [3.14]*.

En la *figura [3.14(a)]* se observa una zapata conectada con viga centradora de sección constante.

La *figura [3.14 (b)]*, presenta una zapata conectada con un armado más complicado, al tener estribos de canto variable.

La *figura [3.14(c)]* muestra una zapata conectada de hormigonado complicado, habitualmente la viga es vaciada en dos etapas, una hasta la cara superior de las zapatas y otra hasta el enrase definitivo, lo cual exigirá una comprobación adicional del esfuerzo rasante en la junta.



En cualquiera de los casos, la carga equilibrante de la zapata puede ser sustituida por un macizo M como se observa en la *figura [3.14 (d)]*.

Para el análisis de la zapata de medianería conectada se adoptará la solución más usual que es el caso **a)**, cuyo esquema más detallado es mostrado en la *figura [3.15]*.

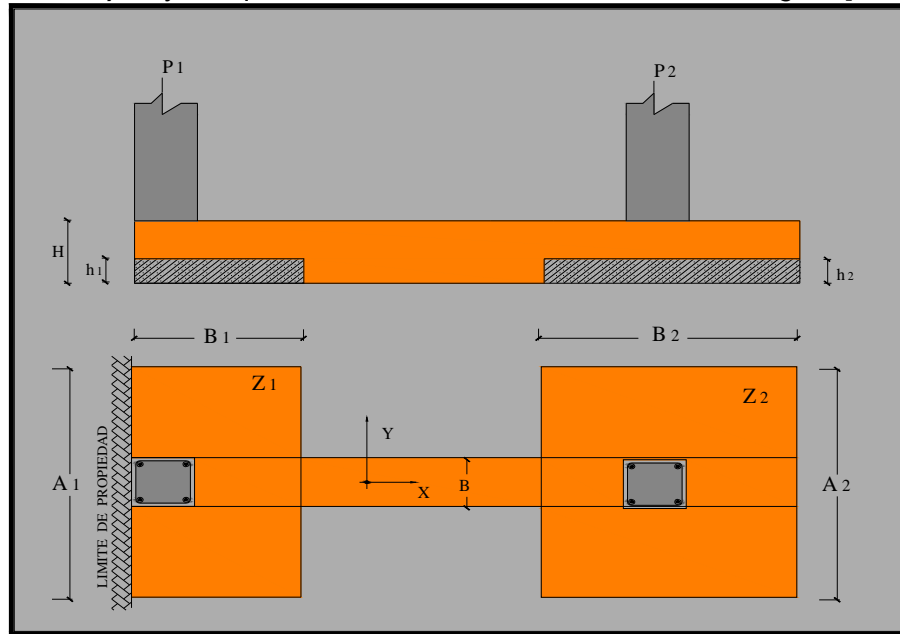


Figura [3.15] - Esquema de zapata de medianería conectada.
(Fuente: Elaboración propia)

Estructuralmente se tienen dos zapatas, siendo una de ellas excéntrica, la que está en el límite de propiedad, y diseñado bajo la condición uniforme del suelo. En esta situación se genera un momento de flexión importante por la carga de la columna y la resultante de las presiones del suelo no coincide, este momento es resistido por una viga de conexión que une las dos columnas que forman la zapata conectada.

Esta viga de conexión debe ser muy rígida para que permita que se cumpla el comportamiento estructural supuesto. En este esquema estructural muy simple, la única complicación que aparece es la interacción entre el suelo y el fondo de la viga. Muchos autores recomiendan que la viga no se apoye en el terreno, o que se afloje el suelo debajo de ella de modo que solo sea capaz de resistir su peso propio. Como en la práctica se hace esta viga estrecha de 30 o 40 cm. de ancho, este problema es de poca importancia para el análisis.

DISEÑO ZAPATA DE MEDIANERÍA CONECTADA

Conforme al planteamiento anterior, el procedimiento de diseño es el siguiente:

3.6.1. Dimensionamiento en planta

Se debe calcular la geometría en planta de las zapatas que en este caso será una zapata de medianería y una zapata aislada, conectadas por una viga de conexión como se muestra en la *figura [3.15]*.



Posteriormente realizar el dimensionado de la zapata de medianería que en adelante será denominada zapata 1 y de la zapata aislada que será denominada zapata 2.

★ **Zapata 1.** Para el diseño de la zapata de medianería se deberá asumir que el lado largo es el doble del lado corto y así obtener las secciones de la zapata

$$\Rightarrow A_1 = 2 \cdot B_1$$

$$B_1 = \sqrt{\frac{P_1}{2 \cdot q_a}} \quad \Rightarrow \quad A_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{P_1}{2 \cdot q_a}} \quad \text{Ec. (3.41)}$$

★ **Zapata 2.** Para el caso de la zapata aislada se deberá asumir la longitud de uno de los lados y con ese valor calcular la dimensión del otro lado de la sección.

\Rightarrow Asumir B_2 y reemplazar en la ecuación (3.42)

$$A_2 = \frac{P_2}{B_2 \cdot q_a} \quad \text{Ec. (3.42)}$$

Posteriormente calcular la presión neta última que la zapata transmite al suelo para cada una de las zapatas:

$$q_{u1} = \frac{P_{u1}}{A_1 \cdot B_1} \quad ; \quad q_{u2} = \frac{P_{u2}}{A_2 \cdot B_2} \quad \text{Ec. (3.43)}$$

Para este cálculo, P_u es la carga mayorada, los factores de mayoración según el Reglamento ACI-05 * son:

$$\left. \begin{aligned} P_u &= 1.2 D + 1.6 L \\ P_u &= 1.4 D \end{aligned} \right\} \begin{aligned} D &= \text{Carga Muerta} \\ L &= \text{Carga Viva} \end{aligned}$$

3.6.2. Pre dimensionado de la viga

Se calculará una altura de viga con las dimensiones de las dos zapatas usando la siguiente ecuación:

$$\frac{I_{viga}}{I_{zapata}} \approx 2 \quad \text{Ec. (3.44)}$$

Donde: I_{viga} = Inercia de la viga
 I_{zapata} = Inercia de la zapata

Reemplazando en la Ec. (3.44) se tiene:

$$\text{Para zapata 1: } \frac{B \cdot H^3 / 12}{A_1 \cdot h_1^3 / 12} = 2 \quad \Rightarrow \quad H = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot A_1 \cdot h_1^3}{B}} \quad \text{Ec. (3.45)}$$

$$\text{Para zapata 2: } \frac{B \cdot H^3 / 12}{A_2 \cdot h_2^3 / 12} = 2 \quad \Rightarrow \quad H = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot A_2 \cdot h_2^3}{B}} \quad \text{Ec. (3.46)}$$

Entonces se debe considerar el valor más desfavorable, es decir el mayor de los dos.

*Reglamento ACI 318S-05 (9.2) Pág.111



3.6.3. Dimensionamiento en elevación

Para el dimensionado en elevación de las zapatas de medianería conectadas solo se realiza la verificación a corte por flexión, el esfuerzo de corte por punzonamiento es contrarrestado por la viga centradora. Para realizar esta verificación se asume un valor de canto útil “ d_1 ” y “ d_2 ”, o se puede calcular el canto útil mínimo para ambas zapatas

3.6.3.1. Verificación a corte por flexión

Se realizará la verificación de corte por flexión para ambas zapatas.

De la condición de equilibrio y la geometría de las zapatas se deduce las ecuaciones de la **Tabla [3.3]**:

Tabla [3.3.] Ecuaciones para la verificación de corte por flexión

Zapata de medianería (Z1)	Zapata aislada (Z2)
$m = \frac{A_1 - B}{2}$ $q_{1y} = q_{1u} \cdot B_1 ; \quad q_{1y} = \frac{P_{1u}}{A_1}$ $V_{1y} = q_{1y} (m - d_1)$ $M_{1x} = q_{1y} \frac{m^2}{2}$ $\Rightarrow v_{u1} = \frac{V_{1y}}{\phi B_1 d_1}$	$n = \frac{A_2 - B}{2}$ $q_{2y} = q_{2u} \cdot B_2 ; \quad q_{2y} = \frac{P_{2u}}{A_2}$ $V_{2y} = q_{2y} (n - d_2)$ $M_{2x} = q_{2y} \frac{n^2}{2}$ $\Rightarrow v_{u2} = \frac{V_{2y}}{\phi B_2 d_2}$
<p>Donde: A, B = Largo y ancho de la zapata respectivamente. a, b = Largo y ancho de la columna respectivamente. b_1 = Ancho de nervio de la viga. q_x, q_y = Presión última por unidad de longitud en la dirección “x” e “y”. V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección “x” e “y” respectivamente. M_x, M_y = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente. v_u = Tensión cortante actuante en la zapata. d = Canto útil de la zapata. ϕ = 0,75*</p>	



La tensión cortante para ambas zapatas está determinada de acuerdo al reglamento ACI 318S-05* por:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

Entonces se debe cumplir con la relación:

$$v_u \leq v_c$$

Por lo tanto la altura mínima de las zapatas será:

$$h_{\min 1} = d_{\min 1} + r$$

$$h_{\min 2} = d_{\min 2} + r$$

3.6.4. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en las zapatas



Para la zapata 1. La armadura de flexión se debe distribuir uniformemente en todo el ancho y largo de la zapata, el refuerzo de acero se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_{s1} = \frac{M_{1x}}{\phi \cdot f_y \left(d_1 - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c B_1} \quad \text{Ec. (3.47)}$$

La armadura mínima de la zapata 1 $A_{s1 \min}$ será:

$$A_{s1 \min} = 0.0018 \cdot B_1 \cdot h_1 ** \quad \text{Ec. (3.48)}$$

Por lo tanto A_{s1} será el mayor de las ecuaciones (3.47) y (3.48), este es el acero que va distribuido en dirección perpendicular a la viga de conexión.

$$A_{s1} \geq A_{s1 \min}$$

La armadura A_{s2} , es la que está distribuida paralelamente a la viga de conexión, será calculada con el área de acero mínimo:

$$A_{s2 \min} = 0.0018 \cdot A_1 \cdot h_1 ** \quad \text{Ec. (3.49)}$$



Para la zapata 2. Que trabaja en dos direcciones la armadura se calcula de la siguiente manera:

La armadura A_{s1} será determinada con las siguientes ecuaciones:

$$A_{s1} = \frac{M_{2x}}{\phi \cdot f_y \left(d_2 - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c B_2} \quad \text{Ec. (3.50)}$$

La armadura mínima $A_{s1 \min}$ se calcula con:

$$A_{s1 \min} = 0.0018 \cdot B_2 \cdot h_2 * \quad \text{Ec. (3.51)}$$

Por lo tanto A_{s1} será el valor más grande de las ecuaciones (3.50) y (3.51).

$$A_{s1} \geq A_{s1 \min}$$

* Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194

** Reglamento ACI 318S-05 (7.12.2.1) Pág.98



De la misma manera la armadura A_{s2} será calculada con la ecuación de acero mínimo:

$$A_{s2 \text{ min}} = 0.0018 \cdot A_2 \cdot h_2 \quad *$$
 Ec. (3.52)

Entonces para las dos zapatas el acero A_{s1} será distribuido a lo largo de la zapata y el A_{s2} a lo ancho de la zapata.

3.6.5. Adherencia y desarrollo en barras

Se deberá calcular la longitud de desarrollo para ambas zapatas, el desarrollo de este tema se encuentra en el anexo C.

3.6.6. Análisis de esfuerzos en la viga

Para el análisis de esfuerzos en la viga se hace la modelación en un programa estructural y como resultado de él se obtienen los diagramas de cortantes y momentos máximos como se muestra en la figura [3.16].

Para obtener los esfuerzos de la viga se deberá calcular las presiones que el suelo ejerce bajo cada una de las zapatas, con las siguientes ecuaciones:

Zapata 1

$$q_{1x} = q_{u1} \cdot A_1$$

$$q_{1x} = \frac{P_{1u}}{B_1}$$

Zapata 2

$$q_{2x} = q_{u2} \cdot A_2$$

$$q_{2x} = \frac{P_{2u}}{B_2}$$

Ec. (3.53)

Ec. (3.54)

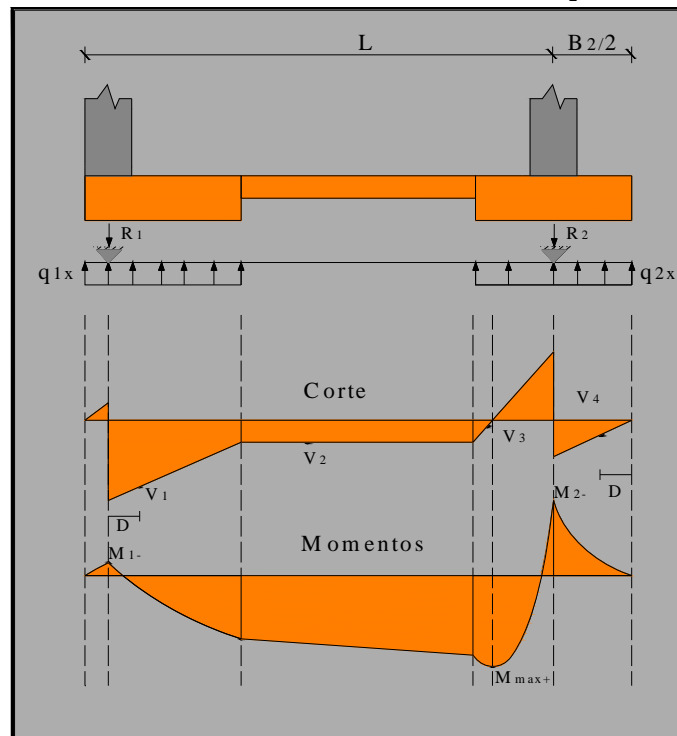


Figura [3.16] Esquema de cálculo de la viga centradora
(Fuente: Elaboración propia)

*Reglamento ACI 318S-05 (7.12.2.1) Pág.98



3.6.7. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

Los refuerzos en general serán calculados con los momentos máximos obtenidos en el inciso 3.6.7, donde la armadura A_{si} será calculada con las siguientes expresiones:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.55)}$$

La armadura mínima $A_{si \text{ min}}$ para la viga se calcula con la ecuación:

$$A_{si \text{ min}} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f} \cdot B \cdot D \geq A_{si \text{ min}} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot D \quad * \quad \text{Ec. (3.56)}$$

Donde: B = Base de la viga.

M_i = Momentos máximos.

D = Canto útil de la sección de la viga.

Por lo tanto A_{si} será el máximo valor obtenido entre las ecuaciones (3.55) y (3.56). Se debe calcular para todos los momentos máximos.

Tomar en cuenta:

Si: $A_{si} >> A_{si \text{ min}}$

Ó

$A_{si \text{ min}} >> A_{si} \Rightarrow$ Cambiar canto útil D

3.6.8. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

El reglamento permite diseñar a corte con el esfuerzo situado a una distancia d^* de la cara de la columna, con este valor se calcula:

$$v_u = \frac{V_i}{\phi B D} \quad \text{Ec. (3.57)}$$

Donde: $\phi = 0.75$ **

El admisible es: $v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$ Ec. (3.58)

Si: $v_{ui} \leq v_c \rightarrow$ Estribos $\phi \geq 8 \text{ c} / D/2$ ó $c / 60 \text{ cm}$.

$v_{ui} > v_c \rightarrow$ Refuerzo adicional, realizar el cálculo con la siguiente ecuación:

$$Sep = \frac{A_v f_y}{(v_{ui} - v_c) B} \quad *** \quad \text{Ec. (3.59)}$$

Donde:

$$A_v = \frac{\pi \cdot \phi^2}{2} \quad \text{Ec. (3.60)}$$

ϕ = Diámetro del estribo que se utilizará

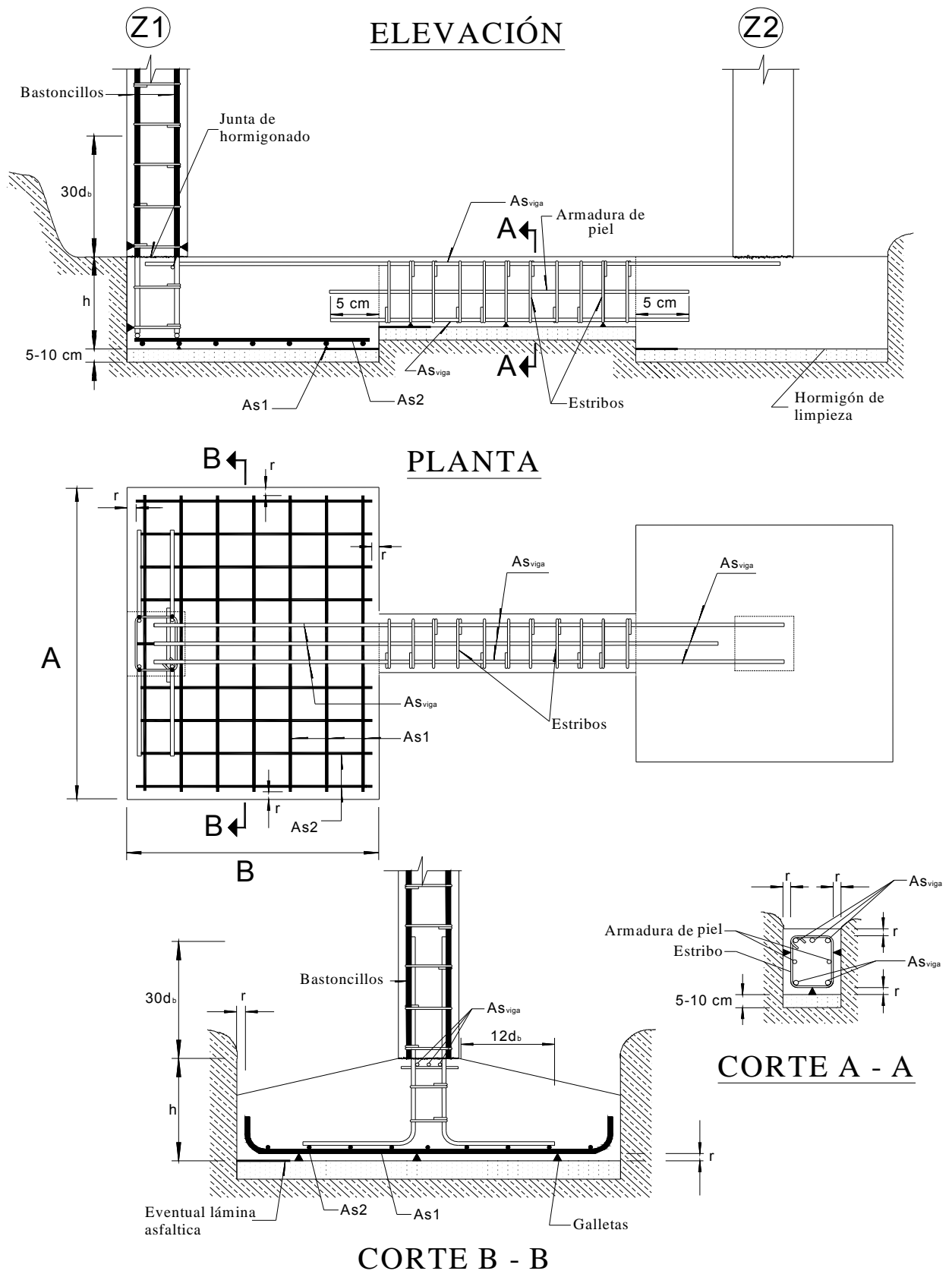
* Reglamento ACI 318S-05 (10.5.1) Pág.131

*** Reglamento ACI 318S-05 (11.5.7.21) Pág.168

** Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.3) Pág.115



3.6.9. Detalle de armado de la zapata





3.7. ZAPATAS DE ESQUINA NO CONECTADAS

Este tipo de zapatas se construye en las esquinas en la que concurren dos límites de propiedad, o en las que aparece un límite de propiedad y una fachada en límites de vía pública. En la construcción de este tipo de fundación se debe tomar en cuenta las consideraciones siguientes:

- Se debe incrementar los momentos en las dos direcciones de las columnas M_x y M_y , mostrado en la *figura [3.17]*.
- Debe existir vigas en las dos direcciones por encima de la fundación para contrarrestar los esfuerzos horizontales que se producen F_x y F_y .

Tomando en cuenta estas consideraciones el uso de esta fundación se restringe a estructuras pequeñas.

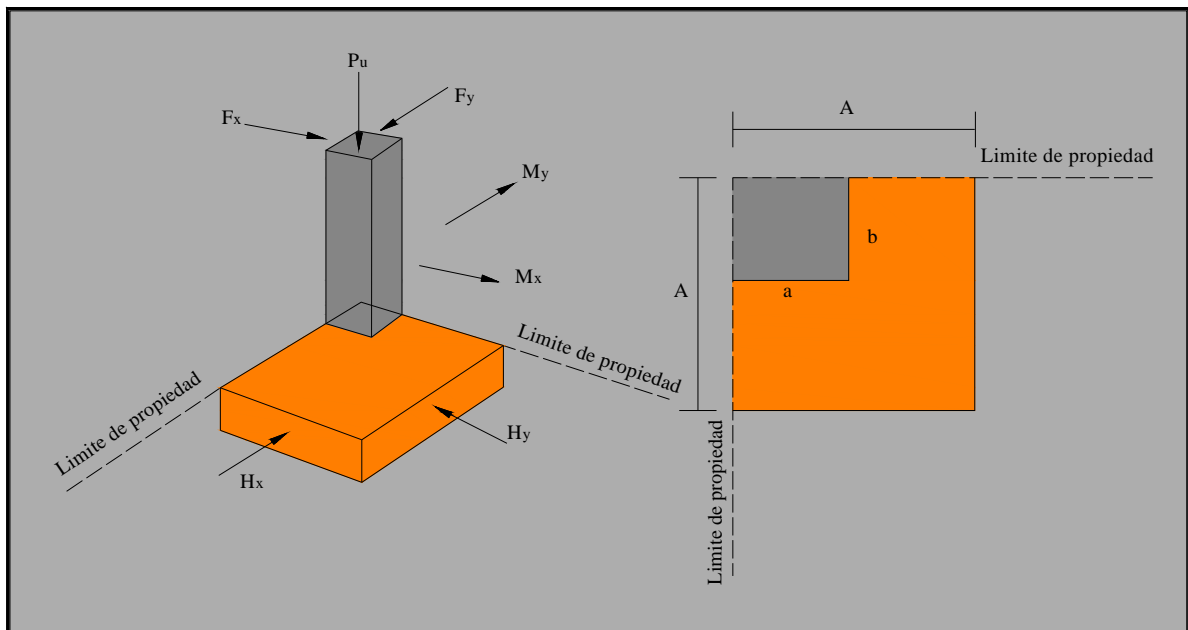


Figura [3.17] - Zapata de esquina
(Fuente: Elaboración propia)

DISEÑO ZAPATA DE ESQUINA

3.7.1. Dimensionamiento en planta

Para una zapata de esquina el dimensionamiento en planta será similar al de la zapata aislada variando únicamente en el perímetro crítico y el área crítica. La zapata de este tipo generalmente tendrá una geometría en planta cuadrada, ver detalle en la *figura [3.17]*

$$A_{req} = A^2$$

Entonces la sección se calcula con:

$$q_a = \frac{P}{A^2} \quad \Leftrightarrow \quad A = \sqrt{\frac{P}{q_a}} \quad \text{Ec. (3.61)}$$



Donde:

- P = Carga de servicio.
 q_a = Resistencia admisible de apoyo del suelo.
 P_u = Carga concéntrica mayorada que debe ser resistida por la zapata.
 A_{req} = Área requerida de la zapata cuadrada $A \cdot A$.
 q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

Luego se calcula la capacidad última que la zapata transmite al suelo:

$$q_u = \frac{P_u}{A_{req}} \quad \text{Ec. (3.62)}$$

3.7.2. Dimensionamiento en elevación

Se determina el canto útil " d " de la zapata en función a las verificaciones de corte a punzonamiento y corte por flexión.

3.7.2.1. Verificación a corte por punzonamiento

La tensión de corte para el diseño de la zapata, al igual que en los casos anteriores puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$v_u = \frac{q_u (A^2 - A_0)}{\phi b_o d} \quad \text{Ec. (3.63)}$$

$$A_0 = \left(a + \frac{d}{2} \right) \left(b + \frac{d}{2} \right) \quad \text{Ec. (3.64)}$$

$$b_o = a + b + d \quad \text{Ec. (3.65)}$$

Donde: b_o = Perímetro crítico.

- v_u = Tensión cortante actuante en la zapata.
 A_0 = Área de la sección crítica para cortante.
 q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.
 d = Canto útil de la zapata.
 ϕ = 0,75*

El reglamento ACI 318-05** establece que la tensión admisible a corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

- $v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
- $v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$

*Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.1) Pág.115

**Reglamento ACI 318S-05 (11.12.2.1) Pág.192



Donde:

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

α_s = 20 cargas aplicadas en la esquina de una zapata

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto a los 28 días.

b_0 = Perímetro de la sección crítica para cortante.

d = Canto útil de la zapata

Entonces se debe cumplir con la relación:

$$v_u \leq v_c$$

3.7.2.2. Verificación a corte por flexión

Según el reglamento ACI 318S-05* la tensión cortante por flexión está determinada por la siguiente ecuación:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$$

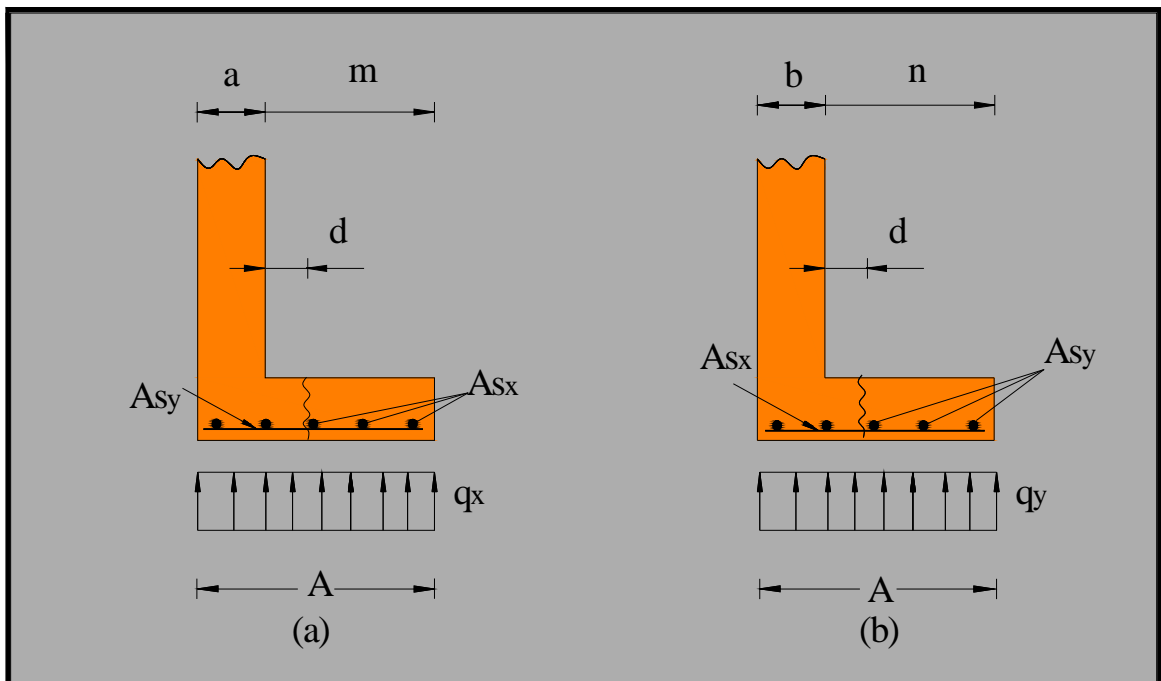


Figura [3.18] – Falla a cortante por flexión (a) para el eje “x”, (b) para el eje “y”
(Fuente: Elaboración propia)

De la condición de equilibrio y la geometría de la figura [3.18] se tienen las ecuaciones de la **Tabla [3.4]**.

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194



Tabla [3.4.] Ecuaciones para la verificación de corte por flexión

Para el eje "x"	Para el eje "y"
$m = (A - a)$ $q_x = q_u \cdot A \quad ; \quad q_x = \frac{P_u}{A}$ $V_x = q_x (m - d)$ $M_y = q_x \frac{m^2}{2}$ $\Rightarrow v_u = \frac{V_x}{\phi A d}$	$n = (A - b)$ $q_y = q_u \cdot A \quad ; \quad q_y = \frac{P_u}{A}$ $V_y = q_y (n - d)$ $M_x = q_y \frac{n^2}{2}$ $\Rightarrow v_u = \frac{V_y}{\phi A d}$
<p>Donde: A = Largo y ancho de la zapata. a, b = Largo y ancho de la columna respectivamente. q_x, q_y = Presión por unidad de longitud en la dirección "x" e "y" respectivamente. V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección "x" e "y" respectivamente. M_x, M_y = Momento último en la dirección "x" e "y" respectivamente. v_u = Tensión cortante actuante en la zapata. d = Canto útil de la zapata. $\phi = 0,75^*$</p>	

Entonces se debe cumplir:

$$v_u \leq v_c$$

El canto útil "d" será el máximo valor de las dos verificaciones anteriores. Por lo tanto, la altura mínima de la zapata es:

$$h_{\min} = d_{\min} + r$$

3.7.3. Transferencia de esfuerzos

El desarrollo de este subtítulo se puede ver en el anexo B.

3.7.4. Cálculo del refuerzo de acero por flexión

Una vez obtenida la sección de la zapata y el canto útil, calcular la armadura con los momentos obtenidos en la **Tabla [3.4.]**, la armadura A_{s1} será determinada con las siguientes ecuaciones:

$$A_{s1} = \frac{M_y}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.66)}$$



La armadura mínima $A_{s1 \min}$ está dada por:

$$A_{s1 \min} = 0.0018 \cdot A \cdot h \quad *$$

Ec. (3.67)

Por lo tanto A_{s1} será el mayor valor de las ecuaciones (3.66) y (3.67).

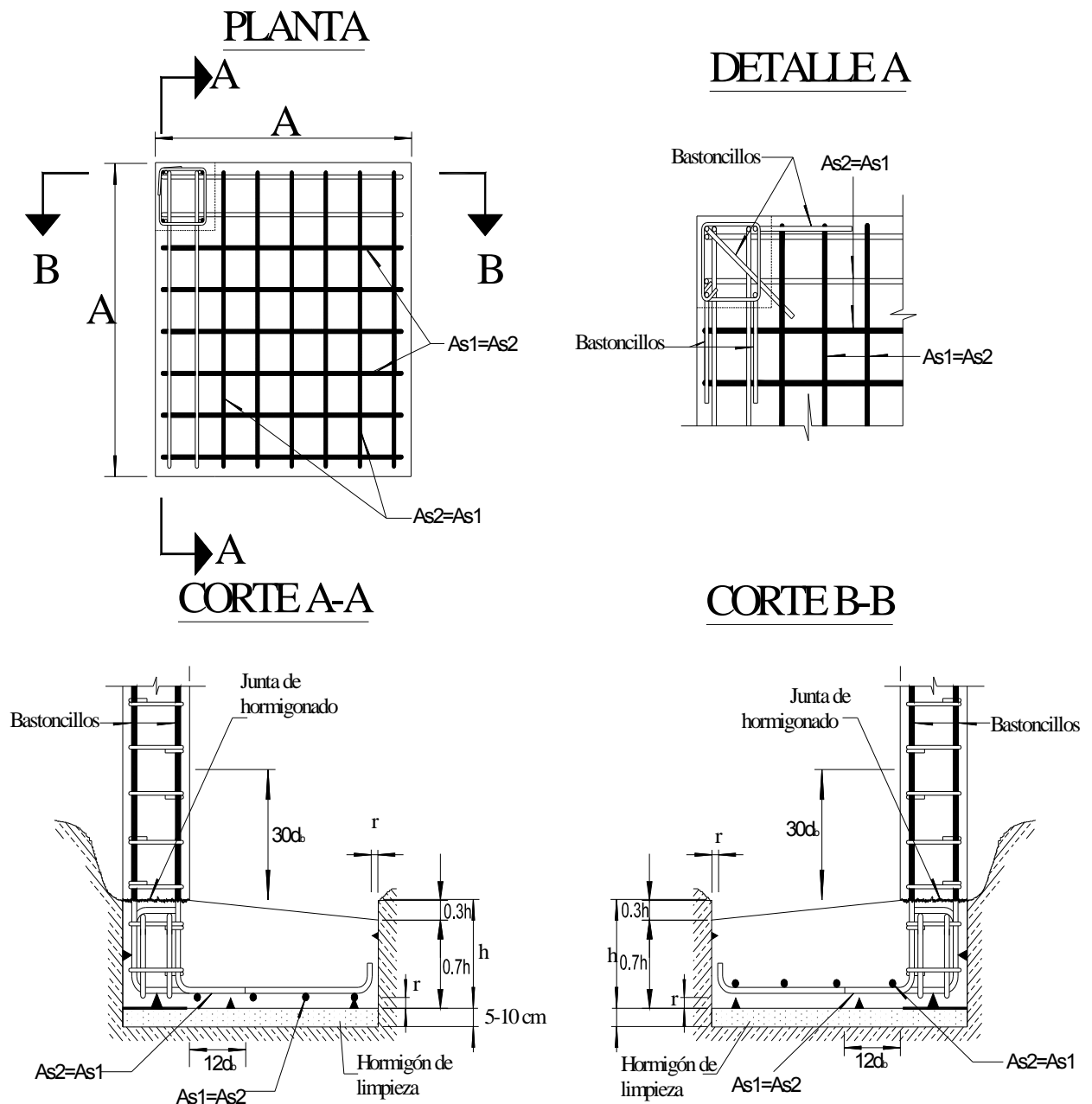
$$A_{s1} \geq A_{s1 \min}$$

Como la zapata es cuadrada A_{s2} tendrá el mismo valor que A_{s1}

3.7.5. Adherencia y desarrollo en barras

Desarrollado en el anexo C.

3.7.6. Detalle de armado de la zapata



*Reglamento ACI 318S-05 (7.12.2.1) Pág.98



3.8. ZAPATAS DE ESQUINA CONECTADAS

Las zapatas de esquina conectadas se diseñan cuando se encuentran dos límites de propiedad. Este tipo de zapatas consiste en enlazar la zapata de esquina a otra interior mediante una viga en ambos ejes de la zapata como se ve en la *figura [3.19], [3.20]*.

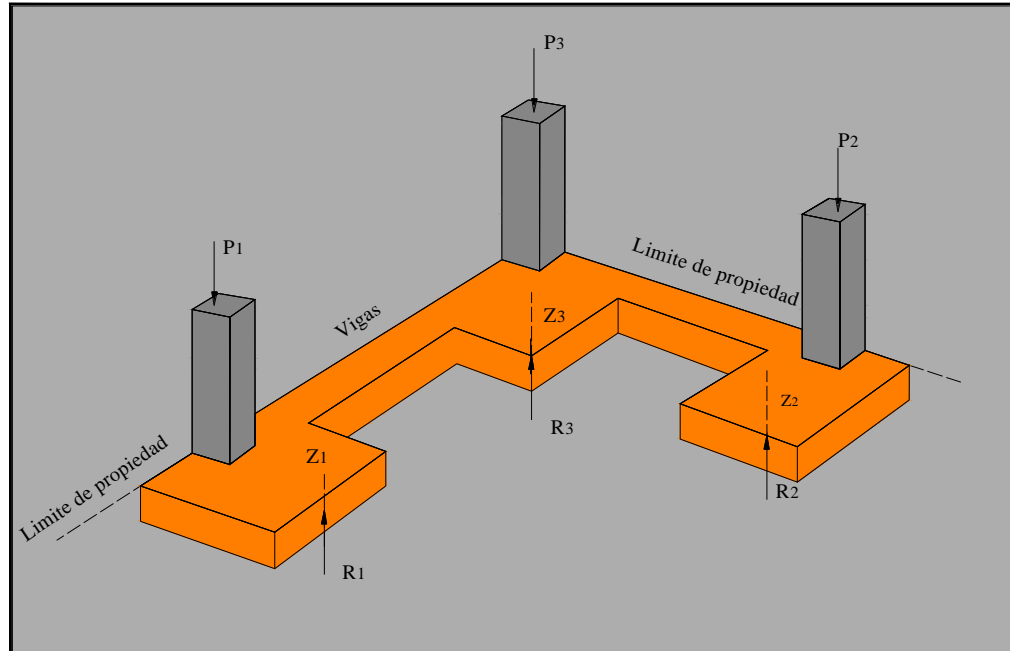


Figura [3.19] - Zapata de esquina conectada (Elevación)

(Fuente: Elaboración propia)

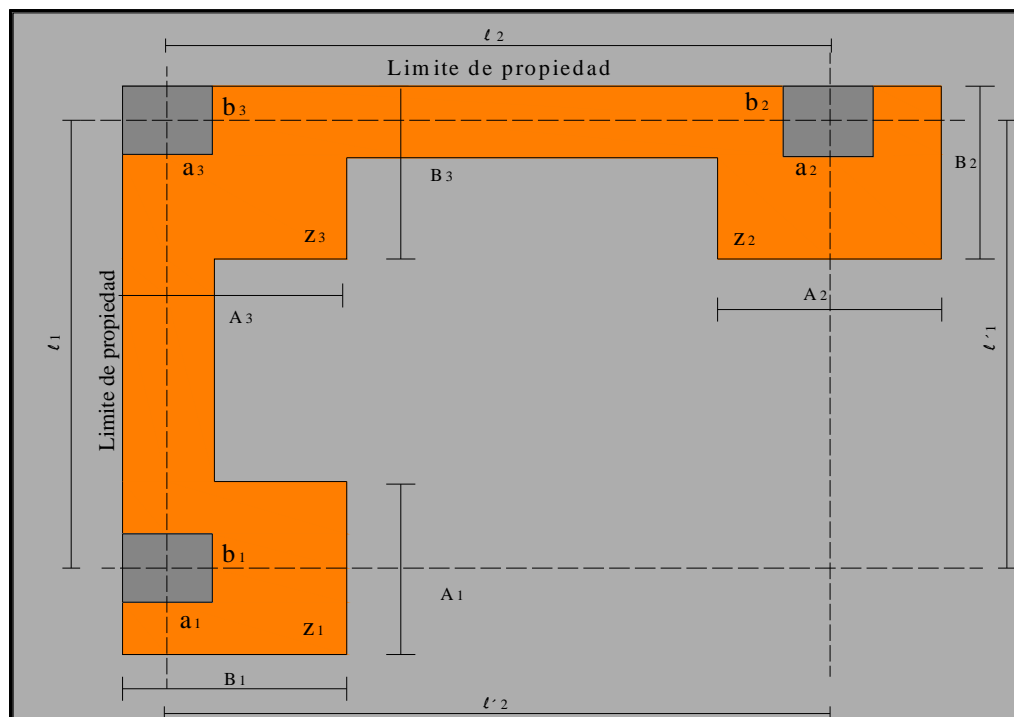


Figura [3.20] - Zapata de esquina conectada (Vista en planta)

(Fuente: Elaboración propia)



DISEÑO ZAPATA DE ESQUINA CONECTADA

3.8.1. Cálculo de las resultantes (R_1 , R_2 , R_3)

Con la geometría mostrada en la figura [3.20] se realizan los cálculos desarrollados a continuación:

Se asume que:

$$\begin{aligned} P_1 &= R_1 & P_2 &= R_2 & P_3 &= R_3 \\ P_1 + P_2 + P_3 - R_3 &= 0 \\ R_1 + R_2 + P_3 - R_3 &= 0 \end{aligned} \quad \text{Ec. (3.68)}$$

Sumatoria de momentos respecto al eje x:

$$-P_3 \cdot l_1 - R_2 \cdot l_1' + R_3 \cdot C_1 = 0 \quad \text{Ec. (3.69)}$$

Sumatoria de momentos respecto al eje y:

$$P_3 \cdot l_2 + R_1 \cdot l_2' - R_3 \cdot C_2 = 0 \quad \text{Ec. (3.70)}$$

Resolviendo el sistema de las ecuaciones (3.68), (3.69) y (3.70) se tiene:

$$R_1 = \frac{P_3(l_2(l_1' - C_1) + C_2(l_1 - l_1'))}{l_1' \cdot C_2 + l_2' \cdot C_1 - l_1' \cdot l_2'} \quad \text{Ec. (3.71)}$$

$$R_2 = \frac{P_3(l_1(l_2' - C_2) + C_1(l_2 - l_2'))}{l_1' \cdot C_2 + l_2' \cdot C_1 - l_1' \cdot l_2'} \quad \text{Ec. (3.72)}$$

$$R_3 = \frac{P_3(l_1 \cdot l_2' + l_2 \cdot l_1' - l_1' \cdot l_2')}{l_1' \cdot C_2 + l_2' \cdot C_1 - l_1' \cdot l_2'} \quad \text{Ec. (3.73)}$$

Caso especial: Si $a_3 = a_2 \Rightarrow l_1 = l_1'$

Si $a_3 = a_1 \Rightarrow l_2 = l_2'$

Para este caso las resultantes serán:

$$R_1 = \frac{P_3 \cdot l_2(l_1 - C_1)}{l_1 \cdot C_2 + l_2 \cdot C_1 - l_1 \cdot l_2} \quad \text{Ec. (3.74)}$$

$$R_2 = \frac{P_3 \cdot l_1(l_2 - C_2)}{l_1 \cdot C_2 + l_2 \cdot C_1 - l_1 \cdot l_2} \quad \text{Ec. (3.75)}$$

$$R_3 = \frac{P_3(l_1 \cdot l_2)}{l_1 \cdot C_2 + l_2 \cdot C_1 - l_1 \cdot l_2} \quad \text{Ec. (3.76)}$$



3.8.2. Dimensionamiento en planta

Para la zapata Z_1 :

$$q_1 = \frac{R_1}{A_1 \cdot B_1} \quad \text{Ec. (3.77)}$$

$$B_1 = \sqrt{\frac{R_1}{2 \cdot q_a}} \Rightarrow A_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{R_1}{2 \cdot q_a}} \quad \text{Ec. (3.78)}$$

Para la zapata Z_2 :

$$q_2 = \frac{R_2}{A_2 \cdot B_2} \quad \text{Ec. (3.79)}$$

$$B_2 = \sqrt{\frac{R_2}{2 \cdot q_a}} \Rightarrow A_2 = 2 \cdot \sqrt{\frac{R_2}{2 \cdot q_a}} \quad \text{Ec. (3.80)}$$

Para la zapata Z_3 :

$$q_3 = \frac{R_3}{A_3 \cdot A_3} \quad \text{Ec. (3.81)}$$

$$A_3 = \sqrt{\frac{R_3}{q_a}} \Rightarrow A_3 = B_3 \quad \text{Ec. (3.82)}$$

Finalizando con el dimensionado en planta, calcular la presión neta última que la zapata transmite al suelo para cada una de las zapatas:

$$q_{u1} = \frac{R_{u1}}{A_1 \cdot B_1} \quad ; \quad q_{u2} = \frac{R_{u2}}{A_2 \cdot B_2} \quad ; \quad q_{u3} = \frac{R_{u3}}{A_3 \cdot B_3} \quad \text{Ec. (3.83)}$$

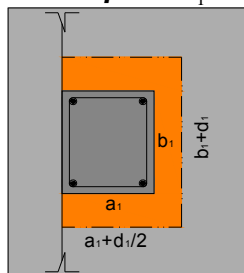
3.8.3. Dimensionamiento en elevación

Para el dimensionado en elevación de la zapata de esquina conectada asumir el canto útil de cada una de ellas “ d_1 ”, “ d_2 ” y “ d_3 ” o calcular el canto útil mínimo.

3.8.3.1. Verificación a corte por punzonamiento

Se debe realizar la verificación a corte por punzonamiento para las tres zapatas con las ecuaciones mostradas a continuación:

Para la zapata Z_1 :



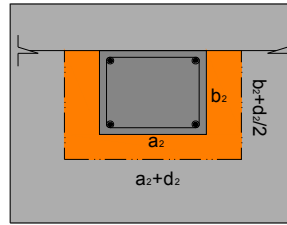
$$v_{u1} = \frac{R_{1u} - q_{u1}(A_1 B_1 - A_0)}{\phi \cdot b_o \cdot d_1} \quad \text{Ec. (3.84)}$$

$$A_0 = (b_1 + d_1) \cdot (a_1 + d_1) \quad \text{Ec. (3.85)}$$

$$b_o = (b_1 + d_1) + 2 \cdot \left(a_1 + \frac{d_1}{2} \right) \quad \text{Ec. (3.86)}$$



Para la zapata Z_2 :

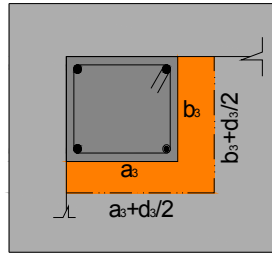


$$v_{u2} = \frac{R_{12} - q_{u2}(A_2 B_2 - A_0)}{\phi \cdot b_o \cdot d_2} \quad \text{Ec. (3.87)}$$

$$A_0 = (a_2 + d_2) \left(b_2 + \frac{d_2}{2} \right) \quad \text{Ec. (3.88)}$$

$$b_0 = (a_2 + d_2) + 2 \cdot \left(b_2 + \frac{d_2}{2} \right) \quad \text{Ec. (3.89)}$$

Para la zapata Z_3 :



$$v_{u3} = \frac{R_{2u} - q_{u3}(A_3 B_3 - A_0)}{\phi \cdot b_o \cdot d_3} \quad \text{Ec. (3.90)}$$

$$A_0 = \left(a_3 + \frac{d_3}{2} \right) \cdot \left(b_3 + \frac{d_3}{2} \right) \quad \text{Ec. (3.91)}$$

$$b_0 = \left(a_3 + \frac{d_3}{2} \right) + \left(b_3 + \frac{d_3}{2} \right) \quad \text{Ec. (3.92)}$$

Donde: v_{ui} = Tensión cortante en la zapata 1, 2, 3.

A_0 = Área de la sección crítica para cortante.

q_{ui} = Presión neta última que la zapata transmite al suelo. Zapata 1, 2, 3.

d_i = Canto útil de la zapata 1, 2 3.

ϕ = 0,75*

El reglamento ACI 318-05** establece que la tensión admisible a corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

- $v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
- $v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$

Donde: β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

α_s = 20 cargas aplicadas en la esquina de una zapata

α_s = 30 para cargas aplicadas en el borde de una zapata

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto a los 28 días.

b_0 = Perímetro de la sección crítica para cortante.

d = Canto útil de la zapata

También se debe verificar que se cumpla con la siguiente condición para las tres zapatas:

$$v_{ui} \leq v_{ci}$$

* Reglamento ACI 318S-05 (11.12.2.1) Pág.192

** Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.1) Pág.115



3.8.3.2. Análisis de esfuerzos

Se deberá realizar el análisis de esfuerzos para ambas vigas de conexión con un programa estructural del cuál se obtienen los diagramas que se muestra a continuación.

Para el eje x:

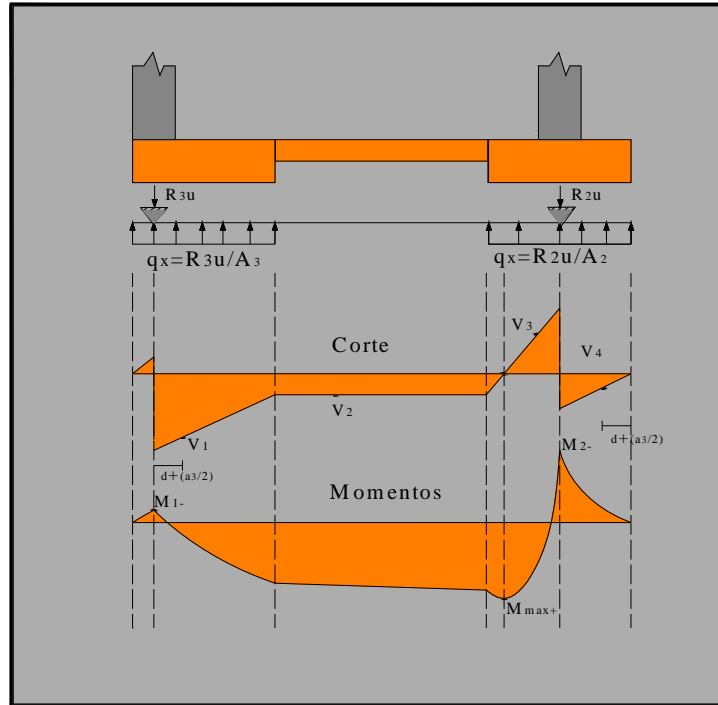


Figura [3.21] – Análisis de esfuerzos para eje x
(Fuente: Elaboración propia)

Para el eje y:

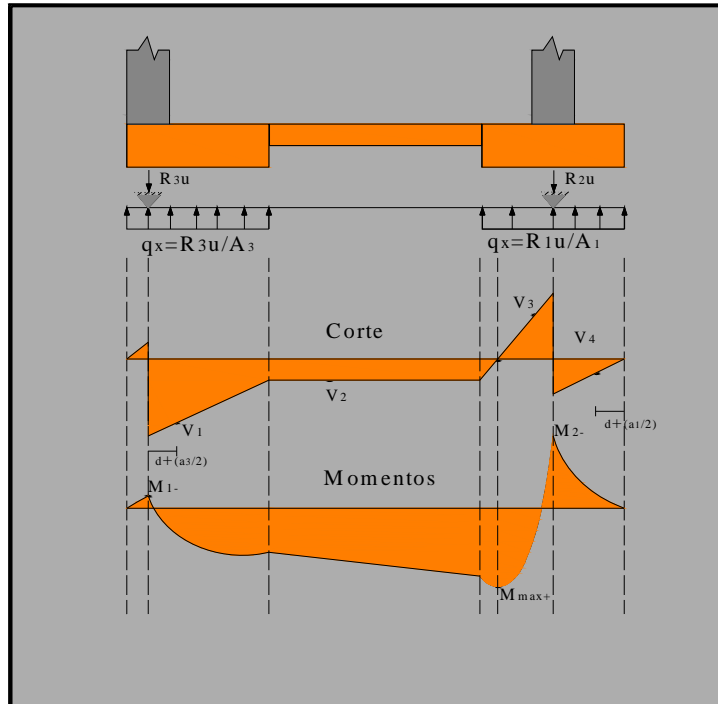


Figura [3.22] – Análisis de esfuerzos para eje y
(Fuente: Elaboración propia)



3.8.3.3. Verificación a corte por flexión en la zapata

Se realizará la verificación de corte por flexión para las zapatas que se encuentran conectadas a la zapata de esquina, con las ecuaciones de la **Tabla [3.5]**.

Tabla [3.5.] Ecuaciones para la verificación de corte por flexión

Para el eje "x" (Z1)	Para el eje "y" (Z2)
$m = B_1 - a_1$	$n = B_2 - a_2$
$q_{x1} = \frac{R_{1u}}{B_1}$	$q_{y2} = \frac{R_{2u}}{B_2}$
$V_{x1} = q_{x1}(m - d_1)$	$V_{y2} = q_{y2}(n - d_2)$
$M_{x1} = q_{x1} \frac{m^2}{2}$	$M_{y2} = q_{y2} \frac{n^2}{2}$
$\Rightarrow v_{u1} = \frac{V_{x1}}{\phi B_1 d_1}$	$\Rightarrow v_{u2} = \frac{V_{y2}}{\phi A_2 d_2}$
<p>Donde: q_{x1}, q_{y2} = Presión última por unidad de longitud en la dirección "x" e "y". V_x, V_y = Esfuerzo cortante en la dirección "x" e "y" respectivamente. M_x, M_y = Momento último en la dirección "x" e "y" respectivamente. v_{ui} = Tensión cortante actuante en la zapata 1 y 2. d_i = Canto útil de la zapata 1 y 2. ϕ = 0,75*</p>	

Para la verificación a corte por flexión el reglamento ACI 318S-05** permite utilizar la ecuación anteriormente mencionada Ec. (3.23).

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c}$$

Entonces se debe cumplir con la relación, para el cálculo del canto útil de las zapatas:

$$v_u \leq v_c \quad \text{Ec. (3.93)}$$

3.8.4. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en las vigas de unión

Con los momentos máximos y mínimos obtenidos en el análisis de esfuerzos se calcula el área de acero necesaria para las dos vigas de conexión. La armadura A_{si} para el eje x como para el eje y será calculada con las siguientes expresiones:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c B}$$

* Reglamento ACI 318S-05 (11.12.2.1) Pág.192

** Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194



La armadura mínima para vigas $A_{s\min}$ se calcula con la ecuación:

$$A_{s\min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot B \cdot D \geq A_{s\min} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot D *$$

Por lo tanto A_{si} será el mayor de las ecuaciones anteriores.

$$A_{si} \geq A_{s\min}$$

Donde: B = Base de la viga.

M_i = Momentos máximos y mínimos.

D = Canto útil de la sección de la viga.

Tomar en cuenta:

Si: $A_{si} \gg A_{s\min}$

Ó

$A_{s\min} \gg A_{si} \Rightarrow$ Se deberá cambiar canto útil D

3.8.5. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en las zapatas

Con los momentos M_{x1} y M_{y2} obtenidos con las ecuaciones de la Tabla [3.5], se calcula el área de acero requerida en las zapatas, resolviendo las siguientes ecuaciones,

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.94)}$$

3.8.6. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga de unión

Con los esfuerzos de corte de los diagramas en la dirección x , y el reglamento permite diseñar a corte usando el esfuerzo situado a una distancia d^{**} de la cara de la columna, con lo cuál se calcula:

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi B D}$$

Donde: $\phi = 0.75$ ***

La tensión admisible, explicado anteriormente, esta dada por la ecuación:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad \text{****}$$

Si: $v_{ui} \leq v_c \rightarrow$ Estribos ϕ 8 c / $D/2$ ó c / 60 cm.

$v_{ui} > v_c \rightarrow$ Refuerzo adicional, el cálculo se realiza con la Ec. (3.59) y Ec. (3.60)

$$Sep = \frac{A_v f_y}{(v_{ui} - v_c) B} \quad \text{**** *}$$

* Reglamento ACI 318S-05 (10.5.1) Pág.131

*** Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.3) Pág.115

**** Reglamento ACI 318S-05 (11.5.7.21) Pág.168

** Reglamento ACI 318S-05 (11.1.3.1) Pág.156

**** Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194

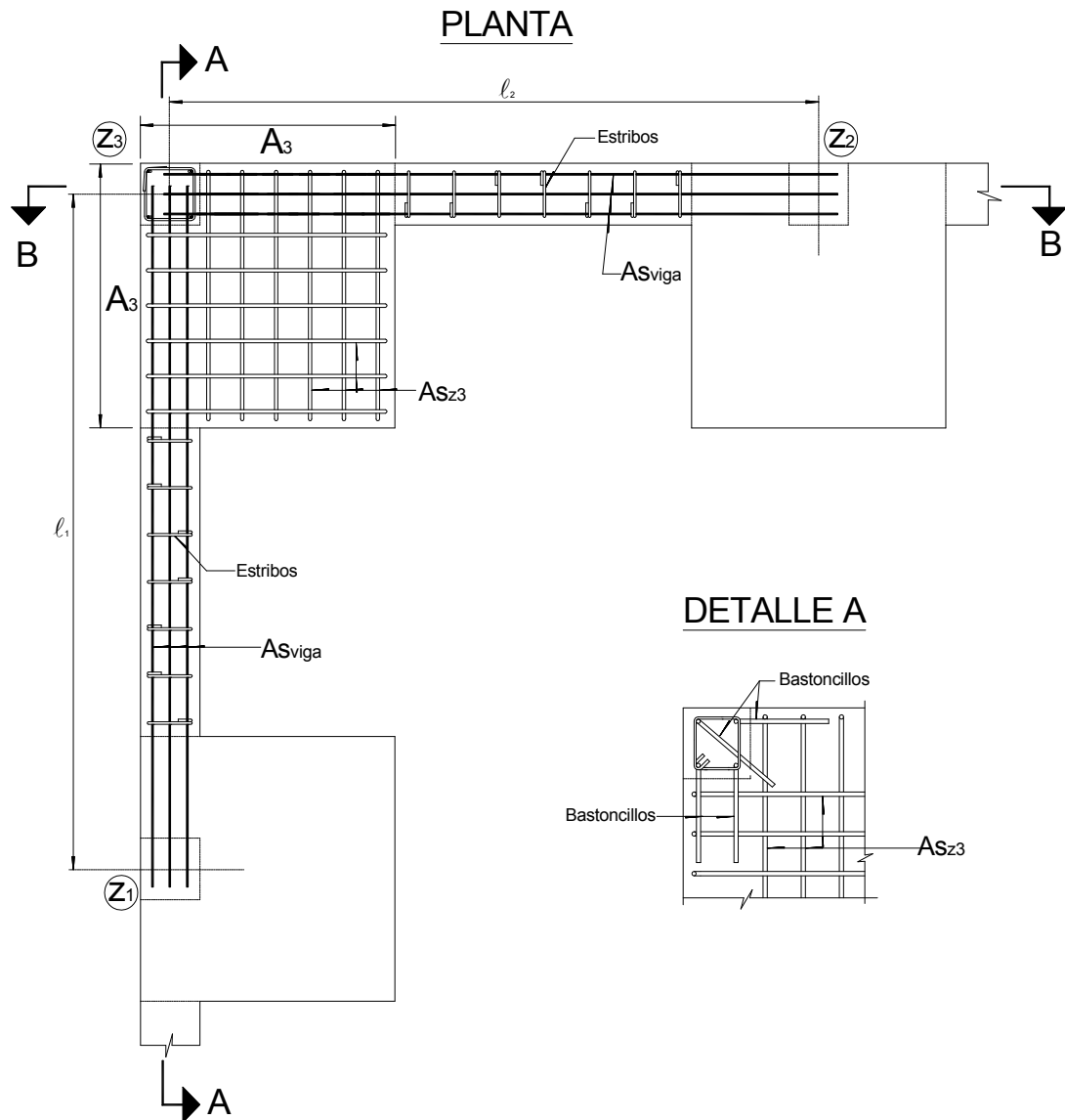


Donde:

$$A_v = \frac{\pi \cdot \phi^2}{2}$$

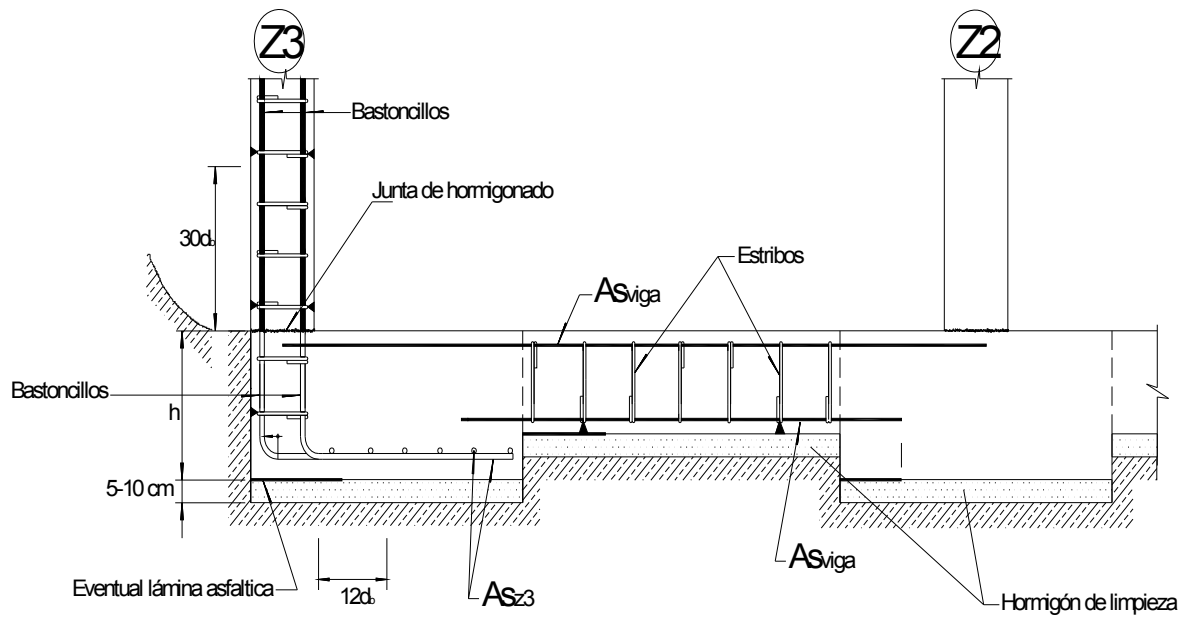
ϕ = Diámetro del estribo que se utilizará

3.8.7. Detalle de armado de la zapata

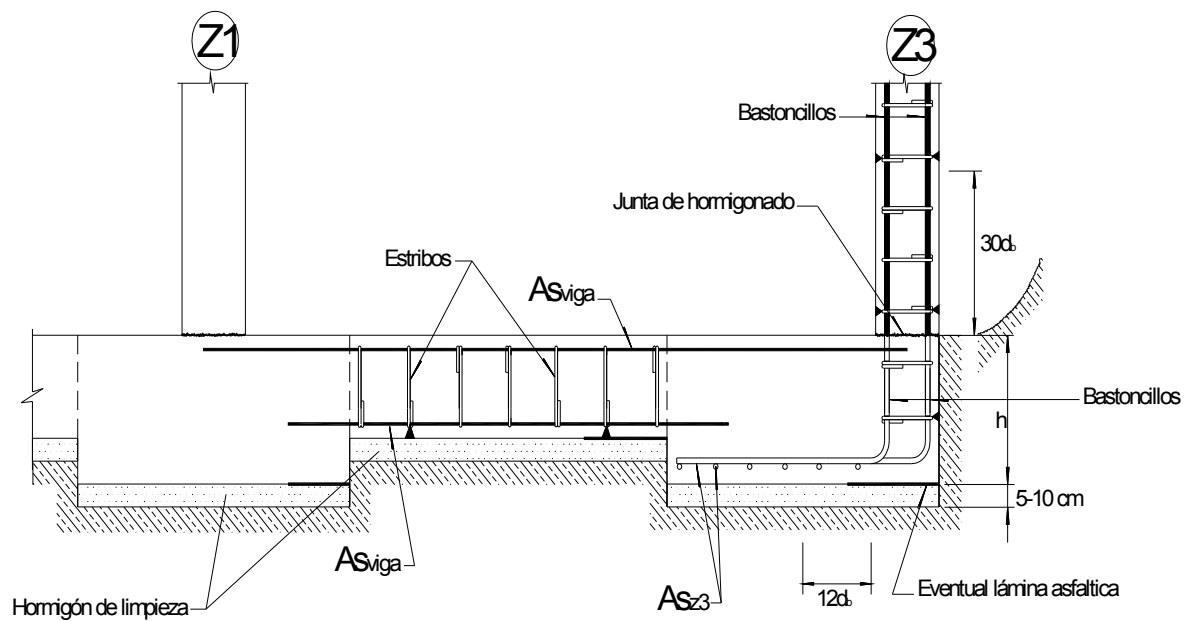




CORTE A - A



CORTE B - B





3.9. ZAPATAS COMBINADAS

Cuando una zapata soporta dos columnas se la conoce como zapata combinada. Se usan generalmente cuando hay restricción por límites de propiedad, cuando dos o más columnas están muy próximas o su carga es muy fuerte, o cuando las zapatas aisladas para cada uno de ellos se solapan o queden muy próximas, siendo necesario entonces proyectar una única zapata para las dos columnas. Un caso frecuente se da en los núcleos de escaleras o ascensores. También es usado para contrarrestar la inclinación en las fundaciones.

Existen dos posibilidades de acuerdo a la distribución de la presión del suelo en la base, pudiendo ser uniformemente repartida o variable en forma lineal. La primera se da cuando la resultante de la presión del suelo coincide con la resultante de las cargas (centro de gravedad de la fundación) y en la segunda se crea una excentricidad respecto la resultante de las cargas. En general, es una buena práctica dimensionar la fundación de forma que el centro de gravedad de su superficie en planta coincida con la resultante.

Las zapatas combinadas pueden ser de diversas formas como se muestra en la *figura [3.23]*. Una de ellas consiste en construir la zapata de ancho constante, de forma que el centro de gravedad del rectángulo de la planta de la zapata coincida con el punto de paso de la resultante de las cargas de los dos soportes, este caso se ilustra en la *figura [3.23(a)]*. Esta solución también se puede alcanzar con otras formas de planta, como por ejemplo la trapezoidal mostrada en la *figura [3.23 (b)]*, pero tiene el inconveniente de complicar mucho la armadura, al organizarla con barras de longitud variable, por lo que muy rara vez se recurre a esta solución. También se tiene la zapata combinada en forma de T *figura [3.23(c)]*, esta es utilizada cuando la diferencia de cargas entre columna y columna es grande.

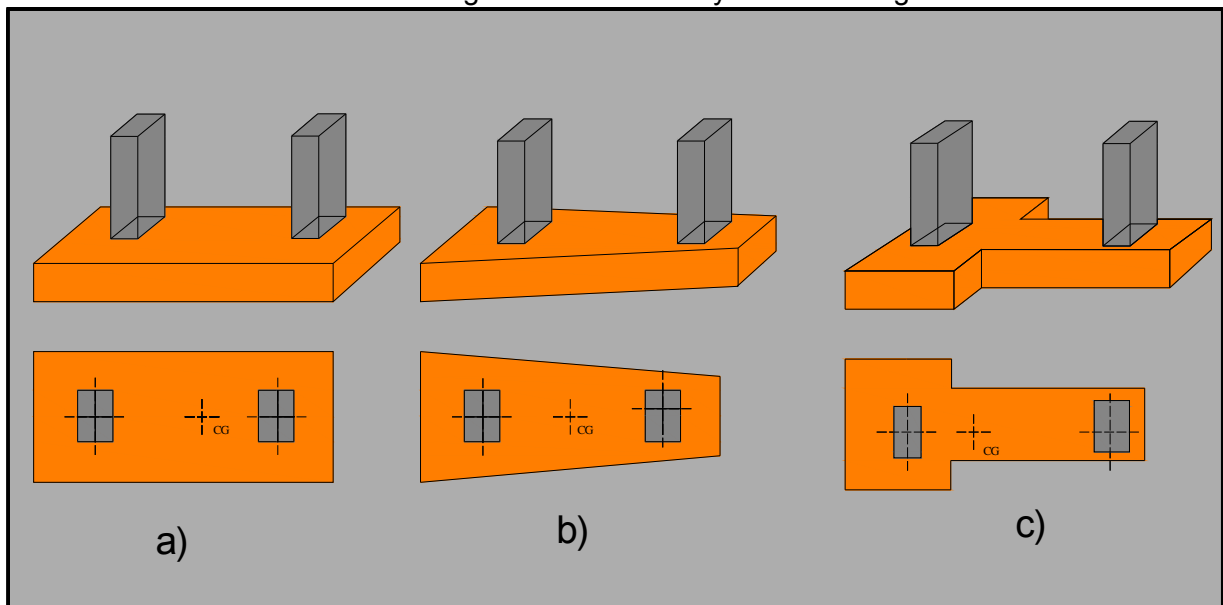


Figura [3.23] - Zapatas Combinadas.
(Fuente: Elaboración propia)



Actualmente, por motivos económicos, se tiende a dar a las zapatas combinadas canto constante, a veces, en casos concretos, se emplea la solución de diseñar con sección en T invertida.

DISEÑO ZAPATA COMBINADA

El procedimiento de cálculo será el siguiente:

3.9.1 Dimensionamiento en planta

3.9.1.1 Zapata combinada rectangular

Se realizará el análisis de manera que la resultante este en el centro de la zapata, es decir cuando la excentricidad es igual a cero.

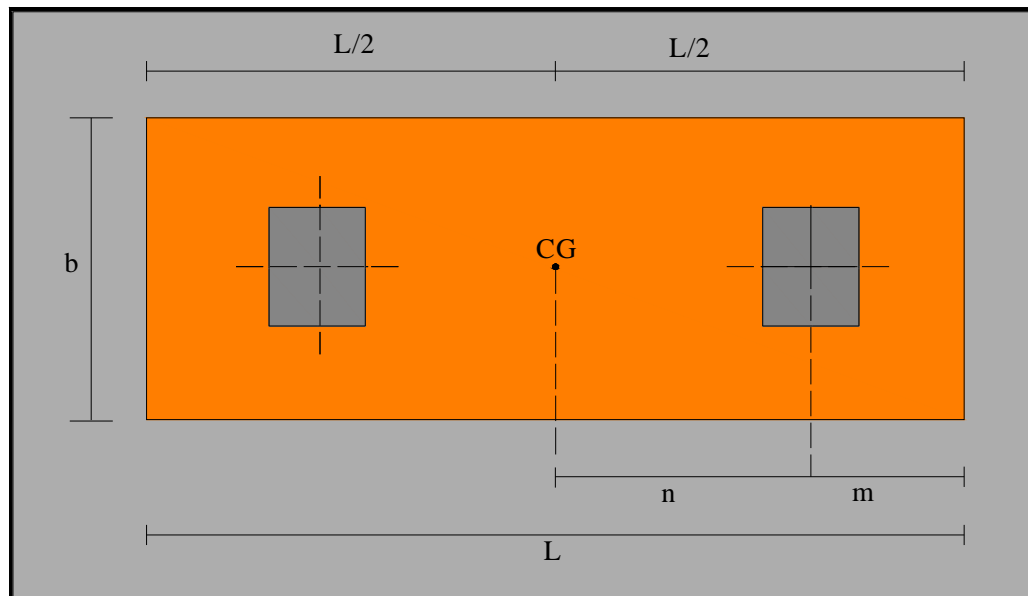


Figura [3.24] - Zapata combinada rectangular
(Fuente: Diseño de estructuras de concreto "Arthur H. Nilson" Pag. 515)

En el caso de una zapata combinada, la geometría será calculada con la resultante, es decir con la sumatoria de las cargas de las dos columnas:

$$A_{req} = \frac{R}{q_a} \quad \text{Ec. (3.95)}$$

Donde: R = Resultante.

A_{req} = Área requerida de la zapata $L \cdot b$

q_a = Resistencia admisible del suelo.

$$R = \sum P_i \quad \text{Ec. (3.96)}$$

Donde: P_i = carga de servicio de la columna $i=1,2$

Posteriormente se realiza la sumatoria de momentos:

$$\sum M_o = R \cdot x \quad \text{Ec. (3.97)}$$



Donde:

x = Distancia del punto donde se empieza la sumatoria de momentos al punto donde actúa la resultante.

Entonces la longitud total de la zapata L será:

$$L = 2x$$

$$x = m + n$$

Con la ecuación Ec. (3.98) se calcula el ancho b de la zapata, con lo que se tiene la sección a utilizar.

$$b = \frac{R}{L \cdot q_a} \quad \text{Ec. (3.98)}$$

3.9.1.2 Zapata combinada trapezoidal

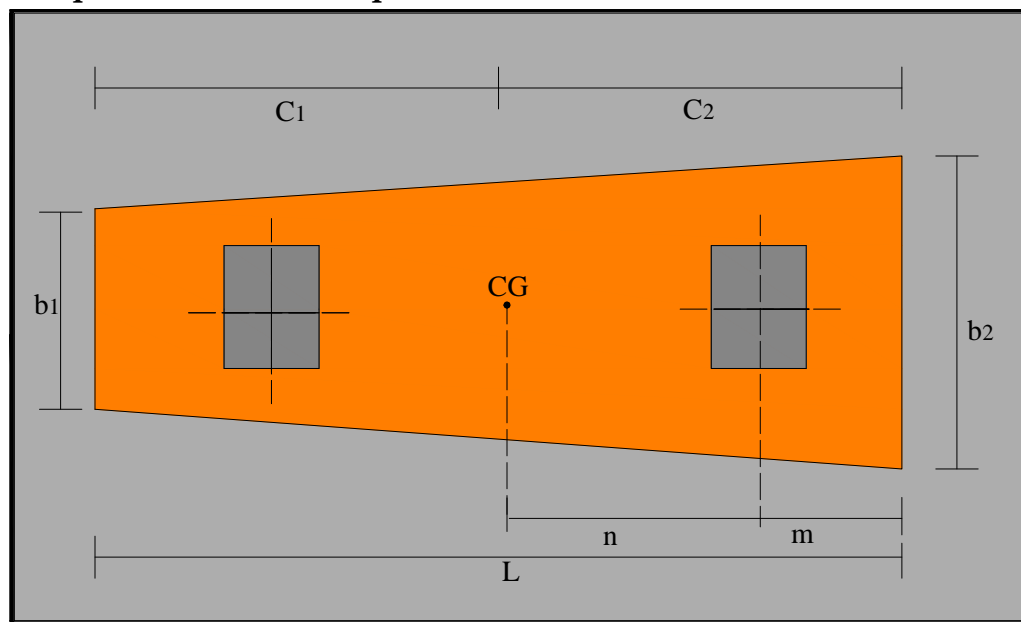


Figura [3.25] - Zapata combinada trapezoidal

(Fuente: Diseño de estructuras de concreto "Arthur H. Nilson" Pag. 515)

El tamaño de la fundación que va a distribuir la presión uniformemente sobre el suelo puede obtenerse de la siguiente manera:

Conociendo la resistencia admisible del suelo, se podrá determinar el área de la fundación:

$$A_{req} = \frac{R}{q_a}$$

De la figura [3.25]:

$$\frac{b_2}{b_1} = \frac{3(n+m) - L}{2L - 3(n+m)} \quad \text{Ec. (3.99)}$$

$$\frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{R}{q \cdot L} \quad \text{Ec. (3.100)}$$



$$C_1 = \frac{(b_1 + 2b_2) \cdot L}{(b_1 + b_2) \cdot 3} \quad \text{Ec. (3.101)}$$

$$C_2 = \frac{(b_2 + 2b_1) \cdot L}{(b_1 + b_2) \cdot 3} \quad \text{Ec. (3.102)}$$

Con estas ecuaciones se determina la geometría en planta de la zapata.

3.9.1.3 Zapata combinada en forma de T

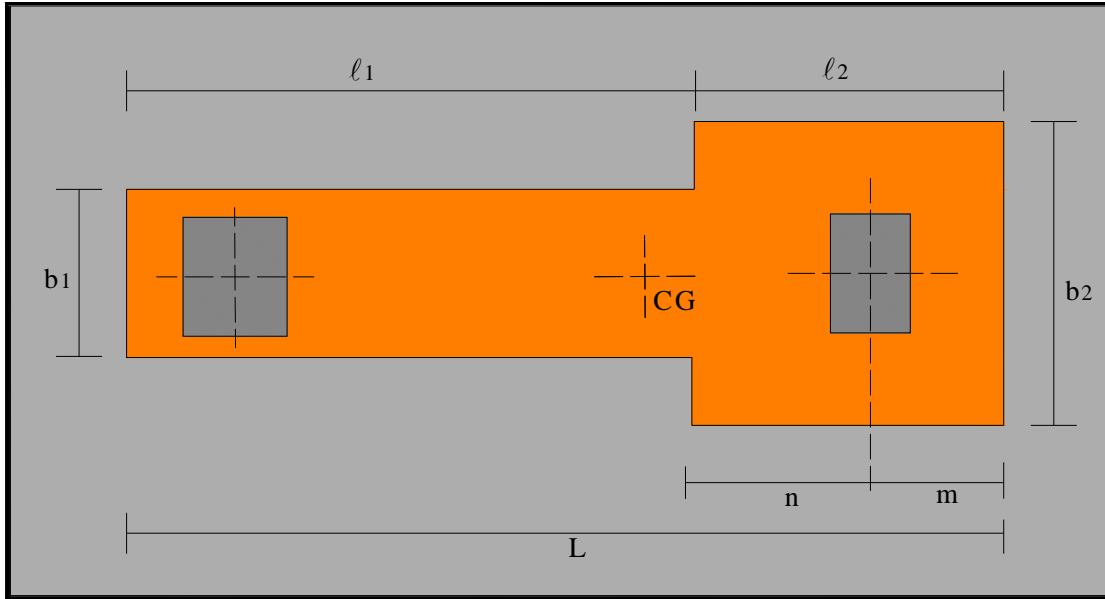


Figura [3.26] - Zapata combinada en forma de T

(Fuente: Diseño de estructuras de concreto "Arthur H. Nilson" Pag. 515)

Las siguientes ecuaciones determinan la geometría en planta de una zapata combinada en forma de T.

$$b_1 = \frac{R}{q} = \frac{2(n+m) - l_2}{l_1(l_1 + l_2)} \quad \text{Ec. (3.103)}$$

$$b_2 = \frac{R}{l_2 q} - \frac{l_1 \cdot b_1}{l_2} \quad \text{Ec. (3.104)}$$

$$l_1 \cdot b_1 + l_2 \cdot b_2 = \frac{R}{q} \quad \text{Ec. (3.105)}$$

La presión neta última que la zapata transmite al suelo se calcula con la siguiente ecuación para los tres tipos de zapatas combinadas.

$$q_u = \frac{R_u}{A_{req}} \quad \text{Ec. (3.106)}$$

3.9.2 Análisis de esfuerzos

Se calculará los diagramas de momentos y cortantes de la zapata, como se ve en la figura [3.27]. Previamente se deberá calcular la presión que el suelo transmite a la fundación:

$$q_x = q_u \cdot b \quad \text{Ó} \quad q_x = R_u / L \quad \text{Ec. (3.107)}$$

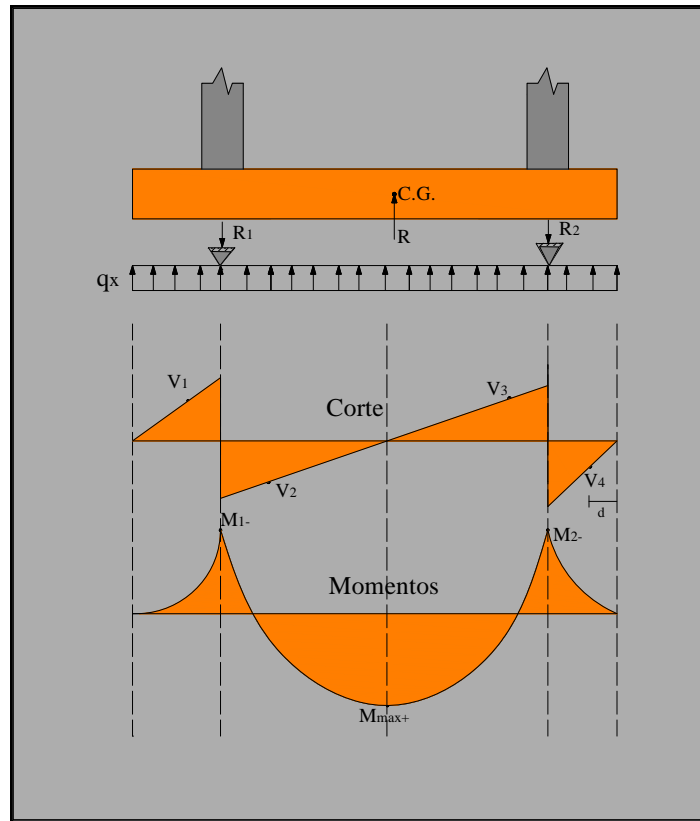


Figura [3.27] - Análisis de esfuerzos zapata combinada rectangular
(Fuente: Elaboración propia)

3.9.3 Dimensionamiento en elevación

3.9.3.1 Verificación a corte por flexión

Para los diferentes tipos de zapatas combinadas se sigue el mismo procedimiento desarrollado a continuación:

Calcular la tensión de corte por flexión a una distancia “d” de los apoyos con la siguiente ecuación:

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi B d} \quad \text{Ec. (3.108)}$$

$$i = 1, \dots, 4$$

Según el reglamento ACI 318S-05* la tensión de corte por flexión está determinada por la siguiente ecuación:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

Donde se tiene que cumplir:

$$v_{ui} \leq v_c$$

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194



3.9.3.2 Verificación a corte por punzonamiento

Para la verificación a corte por punzonamiento se calculará la tensión de corte para la carga de servicio de cada una de las columnas.

$$v_{ui} = \frac{P_{ui}}{\phi b_o d} \quad \text{Ec. (3.109)}$$

El reglamento ACI 318-05* establece que la tensión admisible a corte por punzonamiento es el menor valor de las siguientes ecuaciones:

- $v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
- $v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c}$

Donde: β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

α_s = 20 cargas aplicadas en la esquina de una zapata

α_s = 30 para cargas aplicadas en el borde de una zapata

α_s = 40 para cargas aplicadas hacia el centro de una zapata

v_c = Tensión admisible al cortante proporcionada por el concreto.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto a los 28 días.

b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante.

d = Canto útil de la zapata

i = 1,2.

Entonces se debe cumplir con la siguiente condición:

$$v_{ui} \leq v_{ci}$$

Esta verificación se debe cumplir para las dos columnas caso contrario se debe asumir otra longitud de canto útil " d " y realizar el cálculo nuevamente. Para no asumir el valor " d " se puede calcular el canto útil mínimo requerido.

La altura mínima de la zapata será el canto útil mínimo más el recubrimiento.

$$h_{\min} = d_{\min} + r$$

3.9.4 Transferencia de esfuerzos

El cálculo de la transferencia de esfuerzos desarrollado en el anexo B, es también aplicable para zapatas combinadas, este cálculo se lo debe realizar para las dos columnas.

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.2.1) Pág.192



3.9.5 Cálculo del refuerzo de acero por flexión

Refuerzo de acero en la dirección “x”

El refuerzo de acero por flexión en la dirección “x” será calculado con los momentos obtenidos en el análisis de esfuerzos, con las siguientes ecuaciones:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c B}$$

Donde: $i = M_1, M_2, M_{\max}$

La armadura mínima $A_{s \min}$ será calculada con la ecuación:

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot B \cdot h$$

$$A_{si} \geq A_{s \min}$$

Refuerzo de acero en la dirección “y”

Se calcula el momento en el eje x con las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{b - B}{2} \quad ; \quad q_y = \frac{R_u}{b} \quad ; \quad M_x = q_y \frac{m^2}{2}$$

Entonces el refuerzo de acero por flexión en el eje “y” está dado por la siguiente ecuación:

$$A_{sy} = \frac{M_x}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{sy} f_y}{0.85 f'_c (d + a_i)}$$

La armadura mínima $A_{s \min}$ se calcula con:

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot (d + a_i) h$$

$$A_{si} \geq A_{s \min}$$

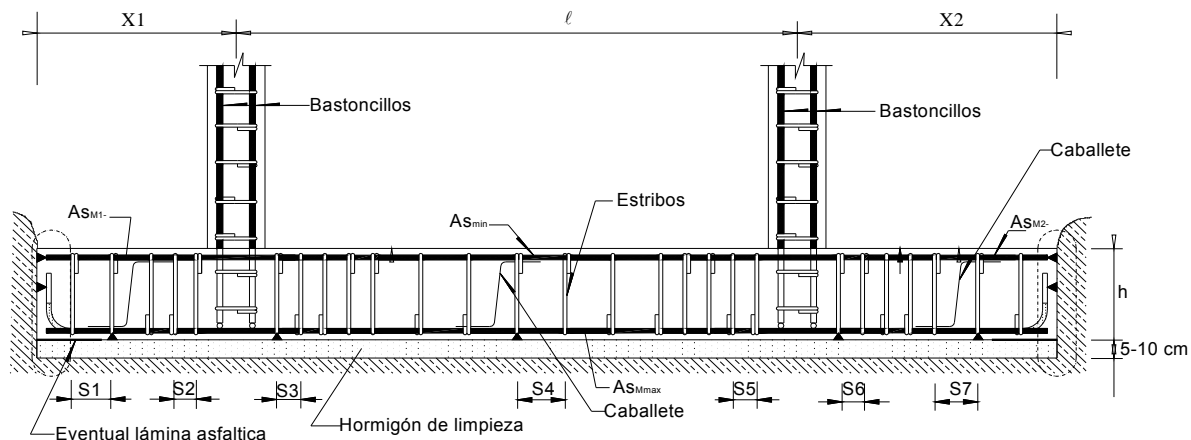
Donde: $a_i = a_1, a_2$

El refuerzo de acero calculado será distribuido en una longitud igual al lado “a_i” de la columna mas d/2 a ambos lados de la cara de la columna, quedando una franja al centro de la zapata que será reforzada con el área de acero mínimo calculada en la dirección “y” .

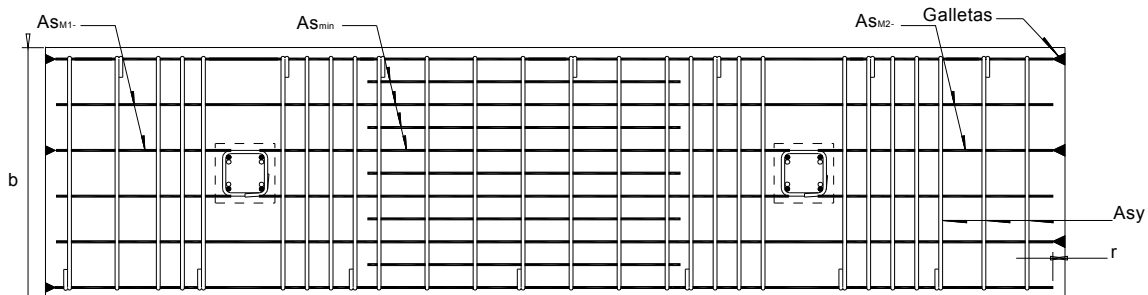


3.9.6 Detalle de armado de la zapata combinada

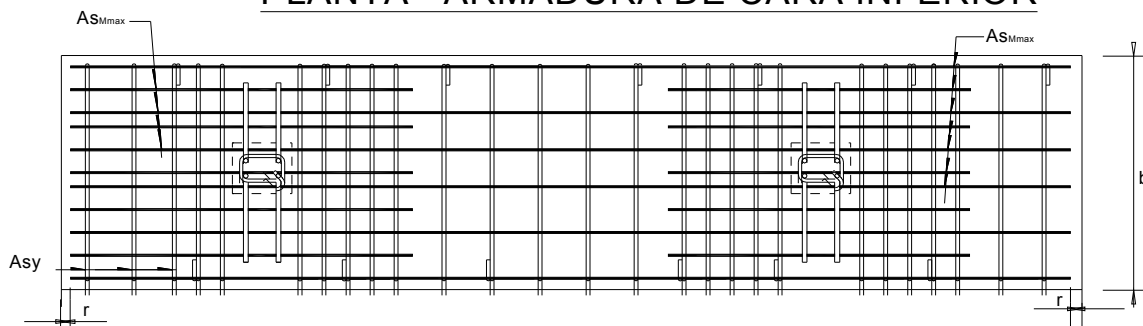
SECCIÓN TRANSVERSAL



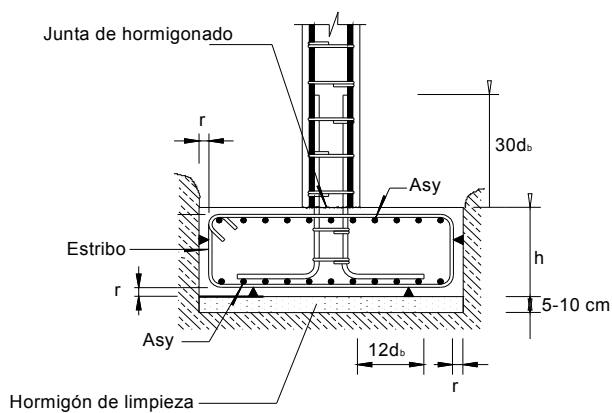
PLANTA - ARMADURA DE CARA SUPERIOR



PLANTA - ARMADURA DE CARA INFERIOR



SECCIÓN TRANSVERSAL





3.10. ZAPATAS RETRANQUEADAS A UN LADO

Este tipo de solución suele adoptarse cuando existe un elemento enterrado bajo la columna de medianería, el cuál impide situar una zapata excéntrica y por tanto no resultan válidas ninguna de las soluciones expuestas anteriormente. La solución consiste en disponer una zapata retranqueada y una viga, anclada por un lado en otra zapata interior y saliendo en voladizo para recibir la columna de medianería.

El esquema estructural se muestra en la *figura [3.28]*, nótese que puede asimilarse al caso de una viga simplemente apoyada.

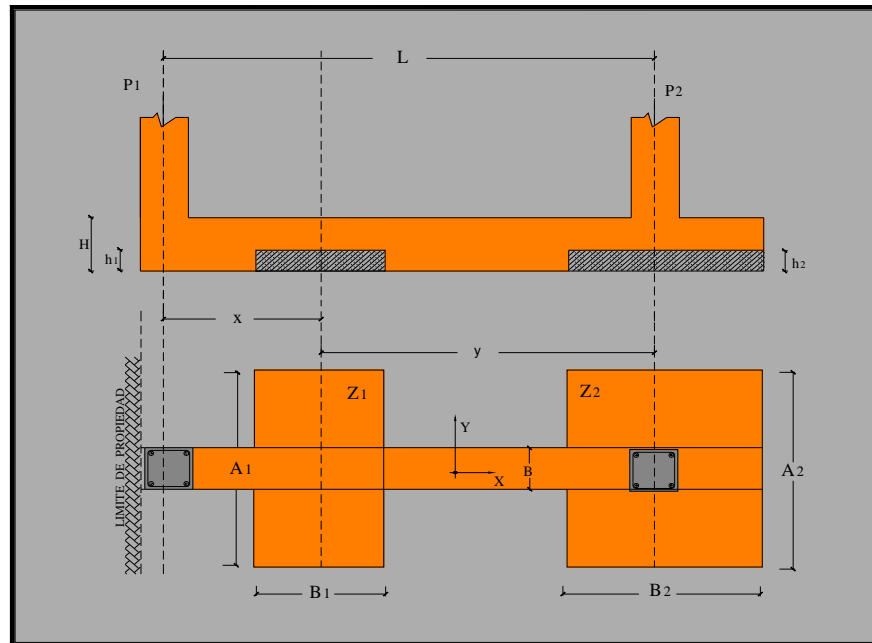


Figura [3.28]: Zapata Retranqueada a un lado
(Fuente: Elaboración propia)

De donde:

$$\sum V = 0$$

$$P_1 + P_2 - R_1 - R_2 = 0 \quad \text{Ec. (3.110)}$$

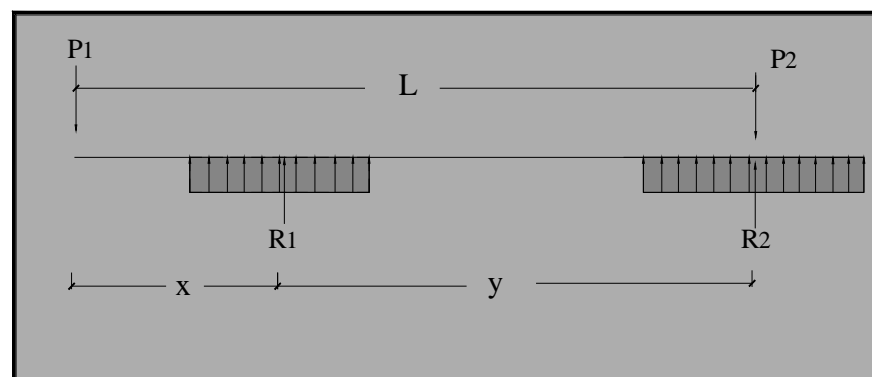


Figura [3.29]: Zapata Retranqueada a un lado
(Fuente: Elaboración propia)



Luego se realiza la sumatoria de momentos partiendo del eje de una de las columnas y tomando la excentricidad igual a cero para así coincidir la resultante con el centro de gravedad de la fundación.

$$\begin{aligned}\sum M_0 &= 0 \\ P_1 L - R_1 y &= 0 \\ R_1 &= \frac{P_1 L}{y}\end{aligned}\quad \text{Ec. (3.111)}$$

Reemplazando la ecuación (3.111) en la ecuación (3.110), resulta:

$$P_1 + P_2 - \frac{P_1 L}{y} - R_2 = 0$$

Despejando el valor de R_2 se obtiene:

$$R_2 = P_1 + P_2 - \frac{P_1 L}{y}\quad \text{Ec. (3.112)}$$

Entonces se observa que:

$$R_2 \geq 0 \quad (\text{Caso contrario la fundación pierde estabilidad y se vuelca})$$

$$\rightarrow 0 = P_1 + P_2 - \frac{P_1 L}{y} \rightarrow \frac{P_1 L}{y} = P_1 + P_2$$

Del cuál se tiene:

$$y = \frac{P_1 L}{P_1 + P_2}\quad \text{Ec. (3.113)}$$

Se sabe que la longitud total será:

$$L = x + y\quad \text{Ec. (3.114)}$$

Reemplazando la ecuación (3.113) en (3.114) queda:

$$x = L - \frac{P_1 L}{P_1 + P_2} \Rightarrow x = \frac{P_2 L}{P_1 + P_2}\quad \text{Ec. (3.115)}$$

Donde:

P_1, P_2 = Carga axial resistida por la zapata de la columna 1 y 2 respectivamente

L = Distancia del eje de columna 1 al eje de columna 2.

x = Distancia del eje de columna 1 al centro de gravedad de la zapata 1.

y = Distancia del centro de gravedad de la zapata 1 al centro de gravedad de la zapata 2.



R_1, R_2 = Resultante de las cargas de las columnas 1 y 2 respectivamente.

Para entender mejor lo expuesto anteriormente ver *figura [3.29]*.

DISEÑO ZAPATA RETRANQUEADA A UN LADO

3.10.1 Dimensionamiento en planta

Como se pudo observar en las zapatas retranqueadas a un lado se tendrá dos zapatas aisladas el cálculo se realiza como se muestra a continuación:



Zapata 1. Para el diseño de la zapata 1 se puede asumir la longitud de uno de los lados y calcular el otro de manera de obtener la sección de la zapata.

⇒ Asumir B_1

$$\Rightarrow A_1 = \frac{R_1}{B_1 \cdot q_a} \quad \text{Ec (3.116)}$$



Zapata 2. Para el caso de la zapata 2 se procede de la misma manera:

⇒ Asumir B_2

$$\Rightarrow A_2 = \frac{P_2}{B_2 \cdot q_a} \quad \text{Ec. (3.117)}$$

Posteriormente calcular la presión neta última que la zapata transmite al suelo para cada una de las zapatas:

$$q_{u1} = \frac{R_{u1}}{A_1 \cdot B_1} \quad ; \quad q_{u2} = \frac{P_{u2}}{A_2 \cdot B_2} \quad \text{Ec. (3.118)}$$

3.10.2 Dimensionamiento en elevación

Para el dimensionado en elevación como para los casos anteriores se asume el valor de “ d_1 ” y “ d_2 ”, para la zapata 1 y 2 respectivamente, o se puede calcular el canto útil mínimo para ambas zapatas, además se debe asumir un ancho de nervio B.

3.10.2.1. Verificación a corte por flexión

Como se explicó en el apartado 3.4.2.2 el reglamento ACI 318S-05* da la siguiente ecuación para determinar la tensión cortante:

$$v_{cu} = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

A continuación se presenta las ecuaciones para la verificación a corte por flexión:

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194



Tabla [3.6.] Ecuaciones para la verificación de corte por flexión

Para la zapata "Z1"	Para la Zapata "Z2"
$m = \frac{B_1 - B}{2}$ $q_{1y} = q_{1u} \cdot A_1; \quad q_{1y} = \frac{P_{1u}}{B_1}$ $V_{1y} = q_{1y}(m - d_1)$ $M_{1x} = q_{1y} \frac{m^2}{2}$ $\Rightarrow v_u = \frac{V_{1y}}{\phi A_1 d_1}$	$n = \frac{B_2 - B}{2}$ $q_{2y} = q_{2u} \cdot A_2; \quad q_{2y} = \frac{P_{2u}}{B_2}$ $V_{2y} = q_{2y}(m - d_2)$ $M_{2x} = q_{2y} \frac{m^2}{2}$ $\Rightarrow v_u = \frac{V_{2y}}{\phi A_2 d_2}$
<p>Donde: A_1, B_1 = Largo y ancho de la zapata "1" respectivamente. A_2, B_2 = Largo y ancho de la zapata "2" respectivamente. q_{1y}, q_{2y} = Presión última por unidad de longitud en la dirección "y" de la zapata 1 y 2 respectivamente. V_{1y}, V_{2y} = Esfuerzo cortante en la dirección "y" de la zapata 1 y 2 respectivamente. M_{1x}, M_{2x} = Momento último en la dirección "x" de la zapata 1 y 2 respectivamente. v_u = Tensión cortante actuante en la zapata. d_1, d_2 = Canto útil de la zapata 1 y 2 respectivamente. $\phi = 0,75$</p>	

Entonces se debe cumplir:

$$v_u \leq v_c$$

Si no cumple la relación anterior, aumentar el valor del canto útil.

3.10.3. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la zapata

En las zapatas retranqueadas los refuerzos en general serán calculados con los momentos obtenidos en el análisis de corte por flexión (Tabla [3.6]), el área de acero requerida es determinada con las siguientes ecuaciones:

★ Para zapata 1:

$$A_{s1y} = \frac{M_{1x}}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{s1y} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.119)}$$

La armadura mínima $A_{s1y \min}$ será:

$$A_{s1y \min} = 0.0018 \cdot A_1 \cdot h \quad \text{Ec. (3.120)}$$



Entonces el área A_{s1y} será el mayor de las ecuaciones (3.119) y (3.120), este refuerzo es distribuido perpendicularmente a la viga de conexión.

$$A_{s1y} \geq A_{s1y \min}$$

La armadura A_{s1x} será calculada con la ecuación del área de acero mínimo:

$$A_{s1x \min} = 0.0018 \cdot B_1 \cdot h \quad \text{Ec. (3.121)}$$

El refuerzo A_{s1x} es la que está distribuida paralelamente a la viga de conexión.



Para zapata 2:

$$A_{s2y} = \frac{M_{2x}}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad \Leftrightarrow \quad a = \frac{A_{s2y} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.122)}$$

La armadura mínima $A_{s2y \min}$ será:

$$A_{s2y \min} = 0.0018 \cdot A_2 \cdot h \quad \text{Ec. (3.123)}$$

Entonces el área A_{s2y} será el mayor de las ecuaciones (3.122) y (3.123), este refuerzo es distribuido perpendicularmente a la viga de conexión.

$$A_{s2y} \geq A_{s2y \min}$$

La armadura A_{s2x} será calculada con la ecuación del área de acero mínimo:

$$A_{s2x \min} = 0.0018 \cdot B_2 \cdot h \quad \text{Ec. (3.124)}$$

El refuerzo A_{s2x} es la que está distribuida paralelamente a la viga de conexión.

3.10.4. Adherencia y desarrollo en barras

Se encuentra desarrollado en el anexo C.

3.10.5. Análisis de esfuerzos en la viga

Para el análisis de esfuerzos en la viga se hace la modelación en un programa estructural y como resultado de él se obtiene los diagramas de corte y momentos máximos como se muestra en la figura [3.30].

Previamente a la modelación en el programa se deberá calcular las presiones que el suelo ejerce bajo cada una de las zapatas, con las siguientes ecuaciones:

Zapata 1

$$q_{1x} = q_{u1} \cdot B_1$$

Zapata 2

$$q_{2x} = q_{u2} \cdot B_2$$

Ec. (3.125)

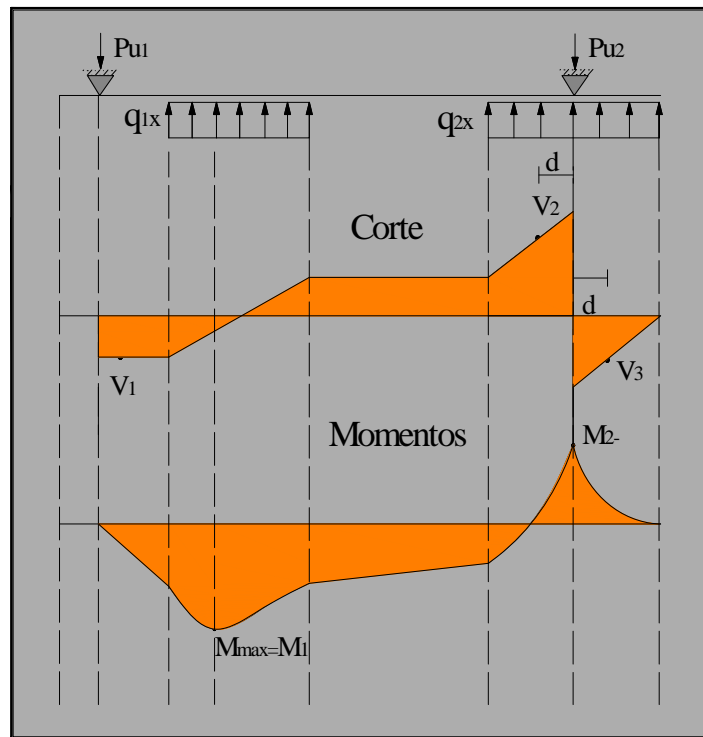


Figura [3.30] -Esquema de cálculo de la viga centradora.

(Fuente: Elaboración propia)

3.10.6. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

Los refuerzos de la viga serán calculados con los momentos máximos obtenidos en el inciso 3.10.5, la armadura A_{si} será calculada con las siguientes expresiones:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c B}$$

Donde: $i = 1, 2.$

La armadura mínima $A_{s \min}$ se calcula con la ecuación

$$A_{s \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f} \cdot B \cdot D \geq A_{s \min} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot D *$$

Por lo tanto A_{si} será el mayor de las ecuaciones anteriores.

$$A_{si} \geq A_{s \min}$$

Donde:

B = Base de la viga.

M_i = Momentos máximos.

D = Canto útil de la sección de la viga.

* Reglamento ACI 318S-05 (10.5.1) Pág.131



3.10.7. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

El reglamento permite diseñar a corte usando el esfuerzo situado a una distancia d^* de la cara de la columna, con este valor se calcula:

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi B D}$$

Donde: $i = 1, 2, 3.$
 $\phi = 0.75^{**}$

El admisible es:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

Si: $v_{ui} \leq v_c \rightarrow$ Estribos $\phi \geq 8 \text{ c} / D/2$ ó $\text{c} / 60 \text{ cm}.$

$v_{ui} > v_c \rightarrow$ Refuerzo adicional, realizar cálculo de la separación y diámetro del estribo con la siguiente ecuación:

$$Sep = \frac{A_v f_y}{(v_{ui} - v_c) B} \quad *$$

Donde:

$$A_v = \frac{\pi \cdot \phi^2}{2}$$

ϕ = Diámetro del estribo que se utilizará

Al igual que en los casos anteriores el recubrimiento r , será de 5 cm.

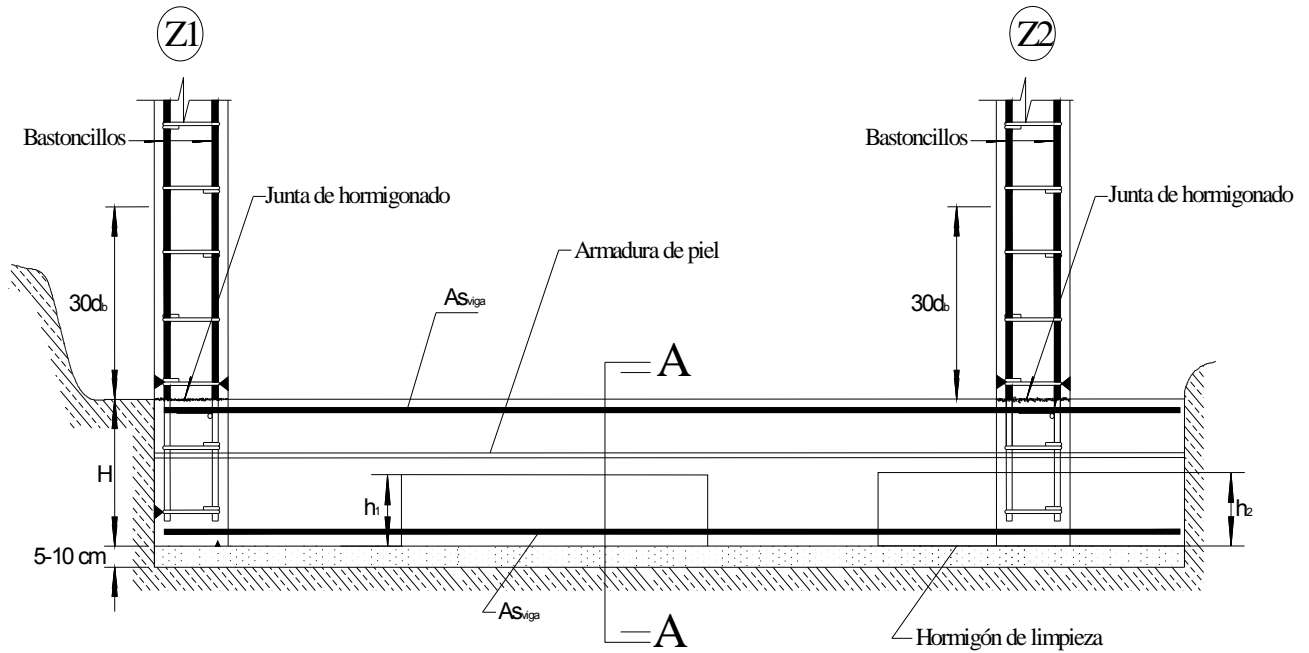
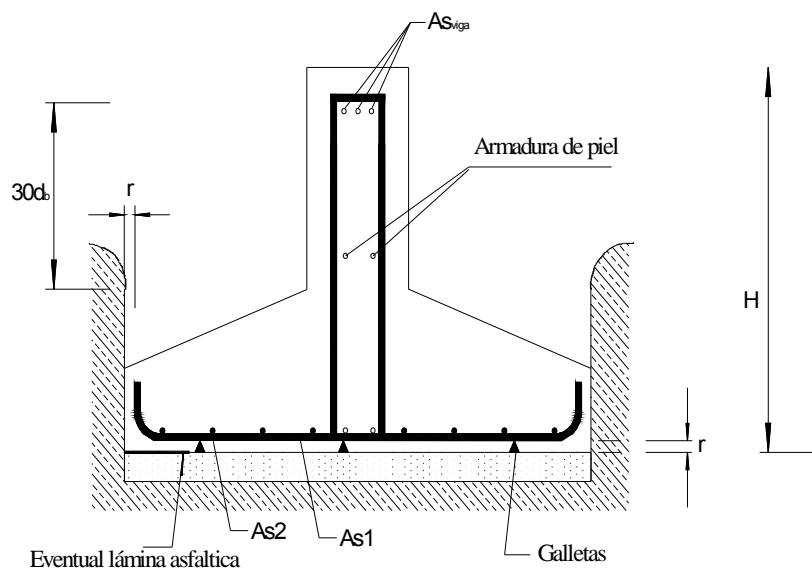
$$H = D + r \quad \text{Ec. (3.126)}$$

*Reglamento ACI 318S-05 (11.1.3.1) Pág.156

**Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.3) Pág.115



3.10.8 Detalle de armado de la zapata

ELEVACIÓNCORTE A - A



3.11. ZAPATAS RETRANQUEADAS A AMBOS LADOS

Este tipo de zapatas resuelve con sencillez constructiva el caso de cimentar dos columnas situados uno frente al otro, en dos medianerías distintas. Lo que se hace es concentrar toda la carga de ambas columnas en una sola zapata, de la cuál su centro estaría ubicado justo en el centro de gravedad de la zapata. También es utilizado cuando existe peligro de desmoronamiento al lado de los límites.

En la *figura [3.31]* se muestra la geometría de una zapata de retranqueada a ambos lados.

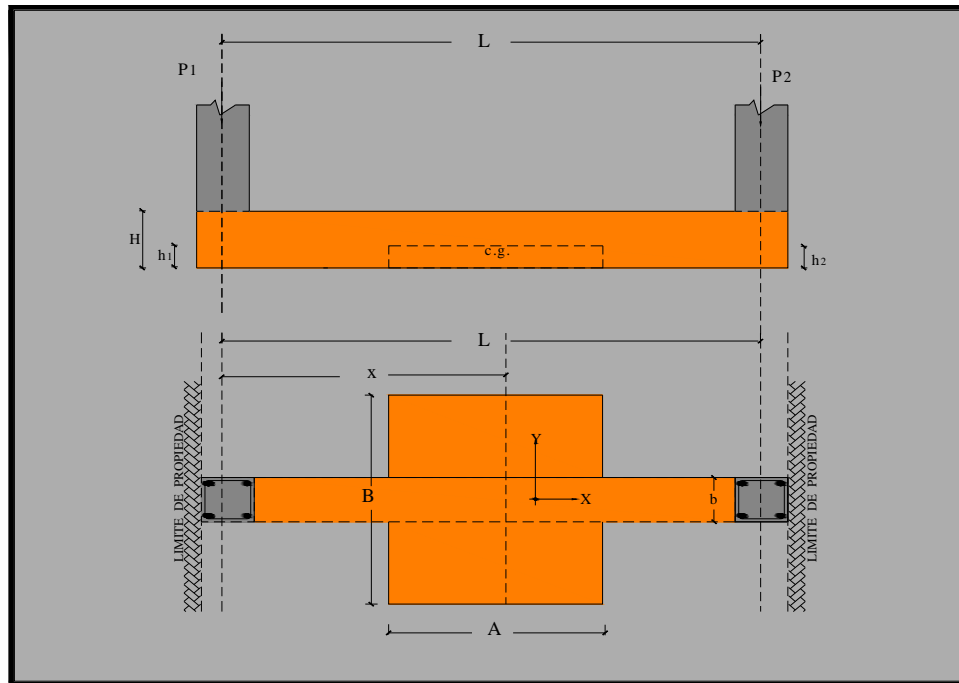


Figura [3.31] –Zapata retranqueada a ambos lados.
(Fuente: Elaboración propia)

De donde:

$$\sum V = 0$$

$$P_1 + P_2 - R = 0$$

Luego se realiza la sumatoria de momentos partiendo del eje de una de las columnas y tomando la excentricidad igual a cero y así la resultante y el centro de gravedad estén en un mismo punto.

$$\sum M_0 = 0$$

$$P_2 L - R x = 0$$

$$P_2 L - (P_1 + P_2) x = 0$$



De esta ecuación encontrar la distancia del eje de la columna donde se empezó la sumatoria de momentos al centro de la zapata aislada.

$$x = \frac{P_2 L}{P_1 + P_2} \quad \text{Ec. (3.127)}$$

Se sabe que la longitud total será:

$$L = x + y \quad \text{Ec. (3.128)}$$

Reemplazando la ecuación (3.127) en la anterior se tiene:

$$y = L - \frac{P_2 L}{P_1 + P_2} \Rightarrow y = \frac{P_1 L}{P_1 + P_2} \quad \text{Ec. (3.129)}$$

Donde:

P_1, P_2 = Carga axial que debe ser resistida por la zapata de la columna 1 y 2 respectivamente

L = Distancia del eje de columna 1 al eje de columna 2.

x = Distancia de eje de columna 1 al centro de gravedad de la zapata.

y = Distancia de eje de columna 2 al centro de gravedad de la zapata.

R = Resultante de las cargas a las que está sometida la columna

DISEÑO DE ZAPATA RETRANQUEADA A AMBOS LADOS

3.11.1 Dimensionamiento en planta

Como se pudo observar en este tipo de zapatas se tendrá solo una zapata aislada el cálculo a realizar es como se muestra en el punto 3.4.3.

Para el diseño de la zapata se puede asumir la longitud de uno de los lados y calcular el otro de esta manera obtener la sección de la zapata.

\Rightarrow Asumir B

$$\Rightarrow A = \frac{R}{B \cdot q_a} \quad \text{Ec. (3.130)}$$

Luego:

$$q_u = \frac{R_u}{A_{req}} \quad \text{Ec. (3.131)}$$

Donde:

R_u = Carga concéntrica mayorada que debe ser resistida por la zapata.

A_{req} = Área requerida de la zapata $A \times B$.

q_a = Capacidad admisible de apoyo del suelo.

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.



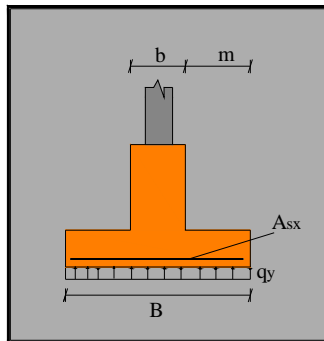
3.11.2 Dimensionado en elevación de la zapata

Asumir el canto útil “d” de la zapata, posteriormente realizar la verificación desarrollada a continuación:

3.11.2.1 Verificación del corte por flexión

Primeramente asumir ancho de viga b.

De la geometría de la zapata se deducen las siguientes ecuaciones:



Para el eje “x”

$$m = \frac{B - b}{2}$$

$$q_y = q_u \cdot A \quad ; \quad q_u = \frac{R_u}{B}$$

$$V_y = q_y (m - d)$$

$$M_y = q_y \frac{m^2}{2} \quad \text{Ec. (3.132)}$$

$$v_u = \frac{V_y}{\phi A d} \quad \text{Ec. (3.133)}$$

Donde:

A, B = Largo y ancho de la zapata respectivamente.

b = Ancho de la viga (asumido).

q_y = Presión por unidad de longitud en la dirección “y”

V_y = Esfuerzo cortante en la dirección “y”

M_x = Momento último en la dirección “x”

v_u = Tensión cortante actuante en la zapata.

d = Canto útil de la zapata.

La tensión admisible a corte puede ser calculada con la ecuación:

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c}$$

Entonces se debe cumplir:

$$v_u \leq v_c$$

La altura mínima a utilizar para la zapata es:

$$h_{\min} = d_{\min} + r$$



3.11.3 Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la zapata

$$A_{sy} : A_{sy} = \frac{M_x}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{sy} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.134)}$$

$$A_{sy \min} = 0.0018 \cdot A \cdot h \quad \text{Ec. (3.135)}$$

$$A_{sx} : A_{sx \min} = 0.0018 \cdot B \cdot h \quad \text{Ec. (3.136)}$$

Donde: A, B = Largo y ancho de la zapata respectivamente.

M_x, M_y = Momento último en la dirección “x” e “y” respectivamente.

h = Altura de la zapata.

3.11.4 Adherencia y desarrollo en barras

El desarrollo de este subtítulo se muestra en el anexo C.

3.11.5 Análisis de esfuerzos en la viga

Se debe calcular los esfuerzos en la viga, momentos máximos y corte. Para obtener los esfuerzos de la viga se deberá calcular la presión que ejercen las zapatas:

$$q = q_u \cdot B \quad \text{Ó} \quad q_x = \frac{P_u}{A}$$

El análisis de esfuerzos se muestra en la figura [3.32].

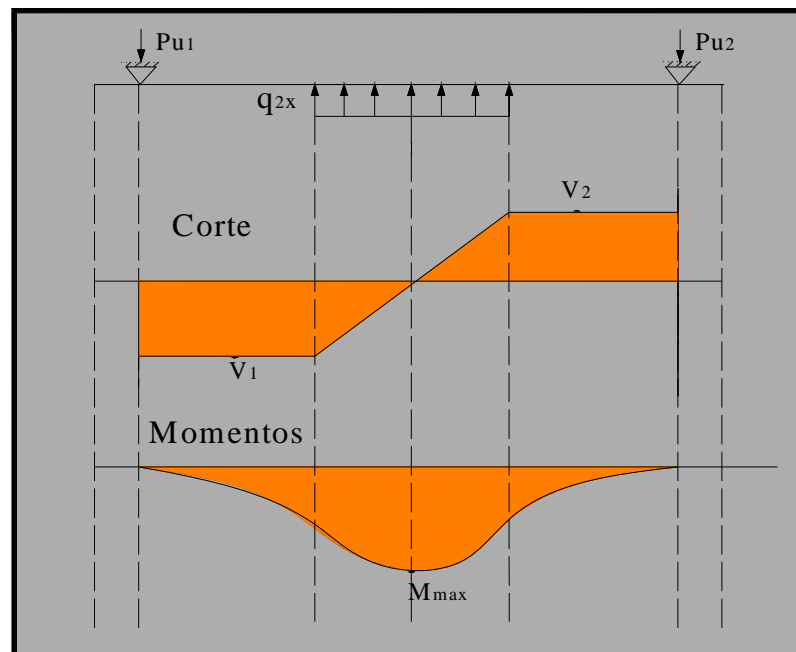


Figura [3.32] –Análisis de esfuerzos zapata retranqueada a ambos lados.
(Fuente: Elaboración propia)



3.11.6. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

Los refuerzos en general serán calculados con los momentos obtenidos en el inciso 3.11.5, la armadura A_s será calculada en función de las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\phi \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \Leftrightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (3.137)}$$

La armadura mínima $A_{s \min}$ será calculada con la ecuación:

$$A_{s \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f} \cdot B \cdot D \geq A_{s \min} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot D$$

Por lo tanto A_s será el mayor de las dos posibilidades anteriores.

Donde:

B = Base de la viga.

M_i = Momentos máximos.

D = Canto útil de la sección de la viga.

3.11.7. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

Se deberá calcular la tensión de corte a una distancia D de los apoyos con la siguiente ecuación:

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi B D}$$

$i = 1, 2.$

Realizar la verificación con la tensión admisible mostrada a continuación:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

Si: $v_{ui} \leq v_c \rightarrow$ Estribos $\phi \geq c / D/2$ ó $c / 60$ cm.

$v_{ui} > v_c \rightarrow$ Refuerzo adicional, realizar cálculo con la siguiente ecuación:

$$Sep = \frac{A_v f_y}{(v_{ui} - v_c) B}$$

Donde:

$$A_v = \frac{\pi \cdot \phi^2}{2}$$

ϕ = Diámetro del estribo que se utilizará

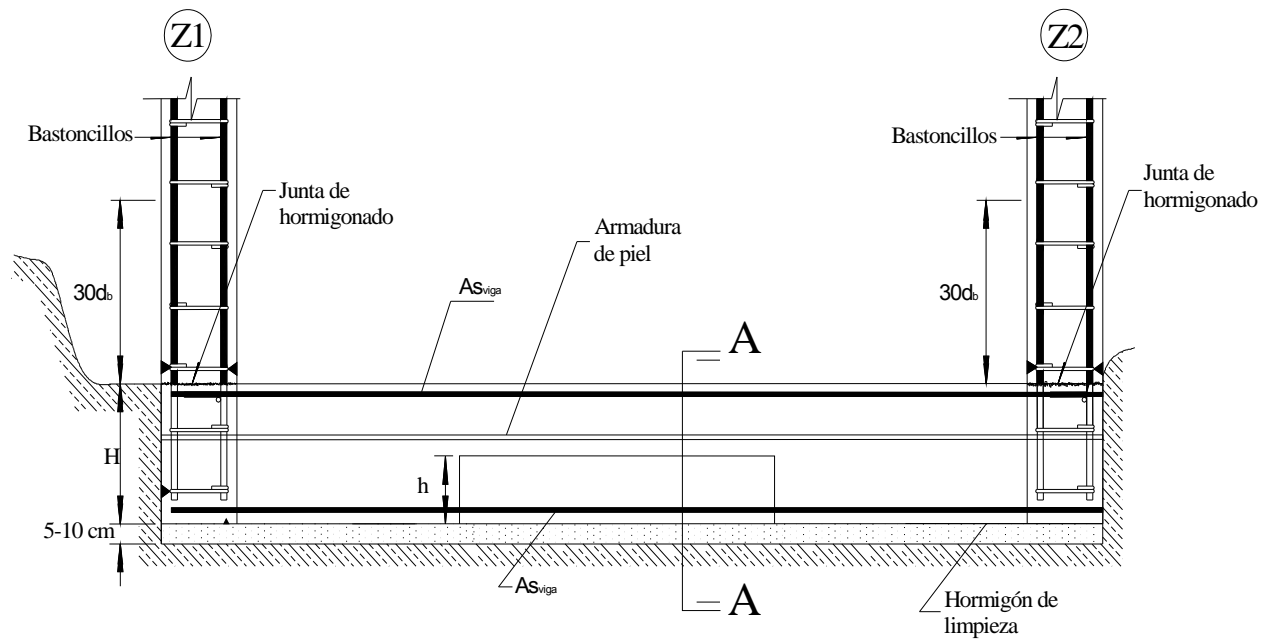
$$H = D + r$$

La sección de la viga será: $H \times B$

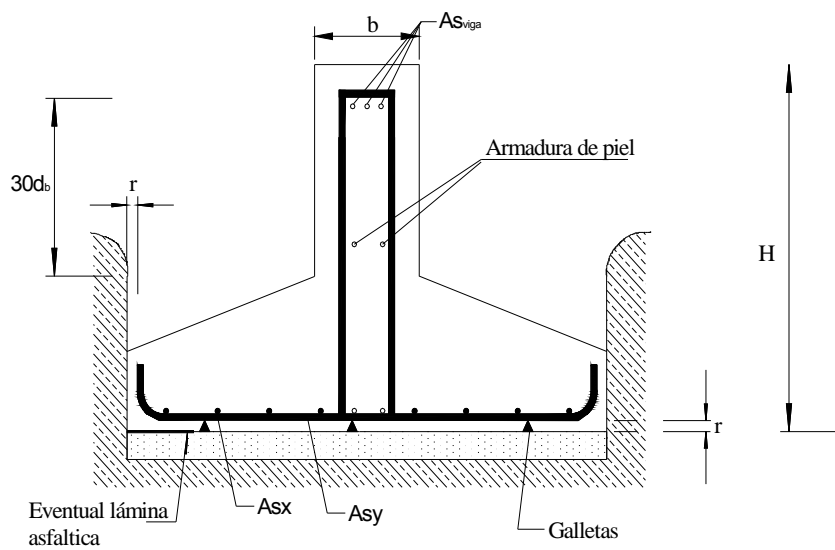


3.11.8. Detalle de armado de la zapata

ELEVACIÓN



CORTE A - A





3.12. EJERCICIOS RESUELTOS

3.12.1 Ejercicio zapata aislada

Encontrar la altura mínima de la zapata aislada cuadrada considerando los siguientes datos:

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D = 25 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L = 7 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

Solución:

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

$$\text{Zapata cuadrada: } \Rightarrow A = \sqrt{\frac{P}{q_a}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{32}{1.1 \cdot 10}} \Rightarrow A = 1.706 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A = 1.75 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A = 1.75 \text{ [m]}$$

$$B = 1.75 \text{ [m]}$$

$$\text{Usar: } 1.75 \times 1.75 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(25) + 1.6(7) = 41.2 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 1.4D = 1.4(25) = 35 \text{ [tn]}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A \cdot B} \Rightarrow q_u = \frac{41.2}{1.75 \cdot 1.75} \Rightarrow q_u = 13.45 \text{ [tn / m}^2\text{]} \Rightarrow$$

$$q_u = 1.345 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación.

a) Verificación a corte por punzonamiento:

$$A_o = (a + d)(b + d)$$

$$b_o = 2 \cdot (a + b + 2d)$$

$$v_u = \frac{q_u (AB - A_o)}{\phi b_o d}$$

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 23.041 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 22.498 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$\alpha_s = 40$ para columnas al centro de la zapata; $d = 15$ (min.)

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.361 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$



Con el menor valor de los tres anteriores calcular el canto útil mínimo:

$$v_u = \frac{q_u (AB - (a + d) \cdot (b + d))}{\phi \cdot 2 \cdot (a + b + 2d) \cdot d} = v_c$$

$$\frac{1.345(175^2 - (25 + d_{\min})^2)}{0.75 \cdot 2 \cdot (50 + 2d_{\min}) \cdot d_{\min}} = 15.361$$

$$d_{\min} = 19.02 [cm]$$

b) Verificación a corte por flexión:

b.1) Para el eje X:

$$m = \frac{A - a}{2} \Rightarrow m = \frac{1.75 - 0.25}{2} \Rightarrow m = 0.75 [m]. \Rightarrow m = 75 [cm].$$

$$q_x = q_u \cdot B \Rightarrow q_x = 1.345 \cdot 175 \Rightarrow q_x = 235.38 [kg / cm]$$

Para encontrar el canto útil mínimo igualar las ecuaciones de cortante de diseño " v_u " y la cortante admisible " v_c "

$$v_u = \frac{q_x \cdot (m - d)}{\phi \cdot B \cdot d} = v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{235.38 \cdot (75 - d_{\min})}{0.75 \cdot 175 \cdot d_{\min}} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$d_{\min} = 14.197 [cm]$$

b.2) Para el eje Y:

Se tiene los mismos resultados. $d_{\min} = 14.197 [cm]$

Entonces el canto útil mínimo de la zapata es el mayor valor de las verificaciones anteriores:

$$\therefore d_{\min} = 19.02 [cm]$$

Por lo tanto la altura mínima de la zapata será:

$$h_{\min} = d_{\min} + r = 19.02 + 5$$

$$h_{\min} = 24.02 [cm]$$



3.12.2 Ejercicio zapata de medianería

Encontrar la altura mínima de la zapata de medianería no conectada

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D = 20 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L = 5 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

Para una zapata de medianería: $A = 2B$

$$B = \sqrt{\frac{P}{2 \cdot q_a}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{25}{2 \cdot 1.1 \cdot 10}} \Rightarrow B = 1.066 \text{ [m]} \Rightarrow B = 1.1 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A = 2 \cdot 1.1 \Rightarrow A = 2.2 \text{ [m]}$$

$$\text{Usar: } 2.2 \times 1.1 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2(20) + 1.6(5) = 32 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 1.4D = 1.4(20) = 28 \text{ [tn]}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A \cdot B} \Rightarrow q_u = \frac{32}{1.1 \cdot 2.2} \Rightarrow q_u = 13.22 \text{ [tn / m}^2\text{]} \Rightarrow q_u = 1.322 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación.

a) Verificación a corte por punzonamiento:

$$A_o = (a + d/2)(b + d)$$

$$b_o = 2a + 2d + b$$

$$v_u = \frac{q_u (AB - A_o)}{\phi b_o d}$$

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 23.041 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \alpha_s = 30 \text{ para columnas de borde ; } d = 15 \text{ (mínimo)}$$

$$v_c = 0.27 \left(\frac{30 \cdot 15}{2 \cdot (50 + 30)} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 18.82 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.361 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$



Con el menor valor de los tres anteriores se calcula el canto útil mínimo:

$$v_u = \frac{q_u (AB - (a + d/2) \cdot (b + d))}{\phi \cdot (2a + b + 2d) \cdot d} = v_c$$

$$\frac{1.322(220 \cdot 110 - (25 + d_{\min}/2) \cdot (25 + d_{\min}))}{0.75 \cdot (50 + 2d_{\min} + 25) \cdot d_{\min}} = 15.361$$

$$d_{\min} = 21.792 \text{ [cm]} \Rightarrow d_{\min} = 21.8 \text{ [cm]}$$

b) Verificación a corte por flexión:

b.1) Para el eje X:

$$m = B - a \Rightarrow m = 1.1 - 0.25 \Rightarrow m = 0.85 \text{ [m]}. \Rightarrow m = 85 \text{ [cm]}.$$

$$q_x = q_u \cdot A \Rightarrow q_x = 1.322 \cdot 220 \Rightarrow q_x = 290.8 \text{ [kg/cm]}$$

Igualar ecuaciones para encontrar el canto útil mínimo

$$v_u = \frac{q_x \cdot (m - d)}{\phi \cdot A \cdot d} = v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{290.8 \cdot (85 - d_{\min})}{0.75 \cdot 220 \cdot d_{\min}} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$d_{\min} = 15.87 \text{ [cm]}$$

b.2) Para el eje Y:

$$n = \frac{A - b}{2} \Rightarrow n = \frac{2.2 - 0.25}{2} \Rightarrow n = 0.975 \text{ [m]}. \Rightarrow n = 97.5 \text{ [cm]}.$$

$$q_y = q_u \cdot B \Rightarrow q_y = 1.322 \cdot 110 \Rightarrow q_y = 145.42 \text{ [kg/cm]}$$

Igualar ecuaciones para encontrar el canto útil mínimo

$$v_u = \frac{q_y \cdot (n - d)}{\phi \cdot B \cdot d} = v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{145.42 \cdot (97.5 - d_{\min})}{0.75 \cdot 110 \cdot d_{\min}} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$d_{\min} = 18.2 \text{ [cm]}$$

Entonces el canto útil mínimo de la zapata es el mayor valor de los tres resultados anteriores:

$$d_{\min} = 21.8 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto la altura mínima de la zapata será:

$$h_{\min} = d_{\min} + r = 21.8 + 5$$

$$h_{\min} = 26.8 \text{ [cm]}$$



3.12.3 Ejercicio zapata de medianería conectada

Encontrar la altura mínima de la zapata de medianería conectada

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 15 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 25 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 5 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 8 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.0 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$l = 4 \text{ [m]}$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

➤ **Para zapata 1, de medianería:** $A_1 = 2B_1$

$$B_1 = \sqrt{\frac{P_1}{2 \cdot q_a}} \Rightarrow B_1 = \sqrt{\frac{20}{2 \cdot 1 \cdot 10}} \Rightarrow B_1 = 1 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A_1 = 2 \cdot 100 \Rightarrow A = 2 \text{ [m]}$$

$$\text{Usar: } 2.0 \times 1.0 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P_{u1} = 1.2D_1 + 1.6L_1 = 1.2(15) + 1.6(5) = 26 \text{ [tn]}$$

$$P_{u1} = 1.4D_1 = 1.4(15) = 21 \text{ [tn]}$$

$$q_{u1} = \frac{P_{u1}}{A_1 \cdot B_1} \Rightarrow q_{u1} = \frac{26}{2 \cdot 1} \Rightarrow q_{u1} = 13 \text{ [tn / m}^2\text{]} \Rightarrow q_{u1} = 1.3 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

➤ **Para zapata 2, aislada rectangular:**

$$\text{Asumir: } B_2 = 2 \text{ [m]}$$

$$A_2 = \frac{P_2}{B_2 \cdot q_a} \Rightarrow A_2 = \frac{33}{2 \cdot 1 \cdot 10} \Rightarrow A_2 = 1.65 \text{ [m]}$$

$$\text{Usar: } 1.65 \times 2.0 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P_{u2} = 1.2D_2 + 1.6L_2 = 1.2(25) + 1.6(8) = 42.8 \text{ [tn]}$$

$$P_{u2} = 1.4D_2 = 1.4(25) = 35 \text{ [tn]}$$

$$q_{u2} = \frac{P_{u2}}{A_2 \cdot B_2} \Rightarrow q_{u2} = \frac{42.8}{1.65 \cdot 2.00} \Rightarrow q_{u2} = 12.97 \text{ [tn / m}^2\text{]} \Rightarrow$$

$$q_{u2} = 1.297 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación.

$$\text{Asumir ancho de nervio: } B = 30 \text{ [cm]}$$

a) Verificación a corte por flexión:

a.1) Para zapata 1:

$$m = \frac{A_1 - B}{2} \Rightarrow m = \frac{2.00 - 0.3}{2} \Rightarrow m = 0.85 \text{ [m]}. \Rightarrow m = 85 \text{ [cm]}.$$



$$q_{1y} = q_{u1} \cdot B_1 \Rightarrow q_{1y} = 1.3 \cdot 100 \Rightarrow q_{1y} = 130 \text{ [kg / cm]}$$

Igualar ecuaciones para encontrar el canto útil mínimo

$$v_u = \frac{q_{1y} \cdot (m - d)}{\phi d} = v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{130 \cdot (85 - d_{\min})}{0.75 \cdot 100 \cdot d_{\min}} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$d_{\min} = 15.651 \text{ [cm]} \Rightarrow d_{\min} = 15.66 \text{ [cm]}$$

a.2) Para zapata 2:

$$n = \frac{A_2 - B}{2} \Rightarrow n = \frac{1.65 - 0.3}{2} \Rightarrow n = 0.67 \text{ [m]}.$$

$$q_{2y} = q_{u2} \cdot B_2 \Rightarrow q_{2y} = 1.297 \cdot 200 \Rightarrow q_{2y} = 259.4 \text{ [kg / cm]}$$

Igualar ecuaciones para encontrar el canto útil mínimo

$$v_u = \frac{q_{2y} \cdot (n - d)}{\phi d} = v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{259.4 \cdot (67 - d_{\min})}{0.75 \cdot 200 \cdot d_{\min}} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$d_{\min} = 12.313 \text{ [cm]} \Rightarrow d_{\min} = 12.32 \text{ [cm]}$$

Entonces el canto útil mínimo de la zapata 1 y zapata 2 es:

$$d_{\min 1} = 15.66 \text{ [cm]}$$

$$d_{\min 2} = 12.32 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto la altura mínima de las zapatas será:

$$h_{\min} = d_{\min} + r$$

$$h_{\min 1} = 20.66 \text{ [cm]}$$

$$h_{\min 2} = 17.32 \text{ [cm]}$$

3.12.4 Ejercicio zapata combinada

Encontrar la altura mínima de la zapata combinada

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 30 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 40 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 20 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 30 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.0 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$l = 5 \text{ [m]}$$

**Paso 1.- Dimensionamiento en planta.**

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow P_1 \cdot 0.15 + P_2 \cdot 5.15 - \frac{L}{2} R = 0 \Rightarrow 50 \cdot 0.15 + 70 \cdot 5.15 - \frac{L}{2} 120 = 0$$

$$\Rightarrow L = 6.14[m]$$

$$B = \frac{R}{L \cdot q_a} \Rightarrow B = \frac{120}{6.14 \cdot 1 \cdot 10} \Rightarrow B = 1.96[m]$$

$$P_{u1} = 1.2D_1 + 1.6L_1 = 1.2(30) + 1.6(20) = 68[tn]$$

$$P_{u1} = 1.4D_1 = 1.4(30) = 42[tn]$$

$$P_{u2} = 1.2D_2 + 1.6L_2 = 1.2(40) + 1.6(30) = 96[tn]$$

$$P_{u2} = 1.4D_2 = 1.4(40) = 56[tn]$$

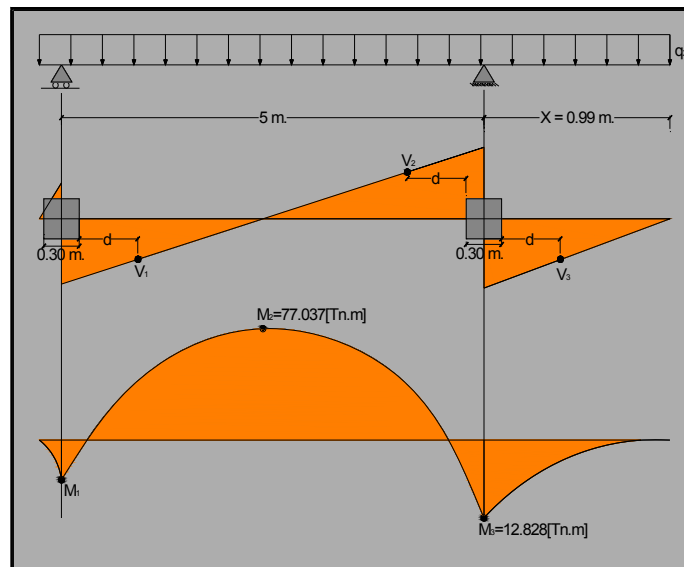
$$R_u = P_{u1} + P_{u2} = 68 + 96 = 164[tn]$$

$$q_u = \frac{R_u}{A \cdot B} \Rightarrow q_u = \frac{164}{1.96 \cdot 6.14} \Rightarrow q_u = 13.63[tn/m^2] \Rightarrow$$

$$q_u = 1.363[kg/cm^2]$$

Paso 5.- Análisis de esfuerzos en la viga

Asumir canto útil: $d = 47[cm]$



$$q_x = q_u \cdot B$$

$$\Rightarrow q_x = 13.63 \cdot 1.96$$

$$\Rightarrow q_x = 26.715[tn/m]$$

$$\Rightarrow q_x = 26715[kg/m]$$

Paso 3.- Dimensionamiento en elevación.**a) Verificación a corte por flexión:**

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53\sqrt{210} \Rightarrow v_c = 7.68[kg/cm^2]$$

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi \cdot B \cdot d}, \text{ para todo } i = 1, 2, 3, \dots$$



d (cm.)	V1 (kg.)	vu1 (kg/cm ²)	≤	vc (kg/cm ²)	V2 (kg.)	vu2 (kg.)	£	vc (kg/cm ²)	V3 (kg.)	vu3 (kg.)	£	vc (kg/cm ²)
30	52328,61	11,86	≤	7,68	no	£	7,68	£	7,68
40	49653,61	8,44	≤	7,68	no	£	7,68	£	7,68
50	46978,61	6,39 ✓	≤	7,68	51996,38	7,07 ✓	£	7,68	£	7,68
45	48316,11	7,3 ✓	≤	7,68	53333,88	8,06 no	£	7,68	£	7,68
46	48048,61	7,11 ✓	≤	7,68	53066,38	7,84 no	£	7,68	£	7,68
47	47781,11	6,92 ✓	≤	7,68	52798,88	7,64 ✓	£	7,68	1605	0,23 ✓	£	7,68

Se debe cumplir para todos los esfuerzos de corte

b) Verificación a corte por punzonamiento:

$$A_o = (a + d/2)(b + d)$$

$$b_o = 2a + 2d + b$$

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 23.041 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \alpha_s = 30 \text{ para columnas de borde ; } d = 15 \text{ (mínimo)}$$

$$v_c = 0.27 \left(\frac{30 \cdot 15}{2 \cdot (50 + 30)} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 18.82 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.361 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Con el menor valor de los tres anteriores calcular el canto útil mínimo:

$$v_{u1} = \frac{P_{u1}}{\phi \cdot (2a + 2b + 4d) \cdot d} \Rightarrow v_{u1} = \frac{68000}{0.75 \cdot (60 + 60 + 4 \cdot 47) \cdot 47} \Rightarrow v_{u1} = 6.263 \text{ kg/cm}^2 \leq v_c \checkmark$$

$$v_{u2} = \frac{P_{u2}}{\phi \cdot (2a + 2b + 4d) \cdot d} \Rightarrow v_{u2} = \frac{96000}{0.75 \cdot (308) \cdot 47} \Rightarrow v_{u2} = 8.842 \text{ kg/cm}^2 \leq v_c \checkmark$$

Entonces el canto útil mínimo de la zapata: $d_{\min} = 47 \text{ [cm]}$

Por lo tanto la altura mínima de la zapata será:

$$h_{\min} = d_{\min} + r = 47 + 5$$

$$h_{\min} = 52 \text{ [cm]}$$



3.12.5 Ejercicio zapata retranqueada a un lado

Encontrar la altura mínima de la zapata retranqueada a un lado

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 20 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 25 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 5 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 8 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.0 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$L = 6.2 \text{ [m]}$$

$$\sum V = 0 \Rightarrow P_1 + P_2 - R_1 - R_2 = 0$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow P_1 L - R_1 y = 0$$

$$\Rightarrow R_1 = \frac{P_1 \cdot L}{y}$$

Entonces se obtiene:

$$y = \frac{P_1 \cdot L}{P_1 + P_2} \Rightarrow y = \frac{25 \cdot 6.2}{33 + 25} \Rightarrow y = 2.67 \text{ [m]}$$

$$L = x + y \Rightarrow x = L - y = 6.20 - 2.67 \Rightarrow x = 3.53 \text{ [m]}$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

➤ **Para zapata 1, aislada cuadrada:**

$$\Rightarrow A_1 = \sqrt{\frac{R_1}{q_a}} \Rightarrow A_1 = \sqrt{\frac{58}{1 \cdot 10}} \Rightarrow A_1 = 2.41 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A_1 = 2.45 \text{ [m]}$$

$$B_1 = 2.45 \text{ [m]}$$

$$\text{Usar: } 2.45 \times 2.45 \text{ [m}^2\text{]}$$

➤ **Para zapata 2, aislada cuadrada:**

$$\Rightarrow A_2 = \sqrt{\frac{P_2}{q_a}} \Rightarrow A_2 = \sqrt{\frac{33}{1.10}} \Rightarrow A_2 = 1.85 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A_2 = 1.85 \text{ [m]}$$

$$B_2 = 1.85 \text{ [m]}$$

$$\text{Usar: } 1.85 \times 1.85 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P_{u1} = 1.2D_1 + 1.6L_1 = 1.2(20) + 1.6(5) = 32 \text{ [tn]}$$

$$P_{u1} = 1.4D_1 = 1.4(20) = 28 \text{ [tn]}$$

$$P_{u2} = 1.2D_2 + 1.6L_2 = 1.2(25) + 1.6(8) = 42.8 \text{ [tn]}$$

$$P_{u2} = 1.4D_2 = 1.4(25) = 35 \text{ [tn]}$$

$$R_u = P_{u1} + P_{u2} = 32 + 42.8 = 74.8 \text{ [tn]}$$



$$q_{u1} = \frac{R_u}{A_1 \cdot B_1} \Rightarrow q_{u1} = \frac{74.8}{2.45 \cdot 2.45} \Rightarrow q_{u1} = 12.46 [tn / m^2] \Rightarrow$$

$$q_{u1} = 1.246 [kg / cm^2]$$

$$q_{u2} = \frac{P_u}{A_2 \cdot B_2} \Rightarrow q_{u2} = \frac{42.8}{1.85 \cdot 1.85} \Rightarrow q_{u2} = 12.5 [tn / m^2] \Rightarrow$$

$$q_{u2} = 1.25 [kg / cm^2]$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación.

Asumir ancho de nervio: $B = 40[cm]$

a) Verificación a corte por flexión:

a.1) Para zapata 1:

$$m = \frac{B_1 - B}{2} \Rightarrow m = \frac{2.45 - 0.40}{2} \Rightarrow m = 1.025[m]. \Rightarrow m = 102.5[cm].$$

$$q_{1y} = q_{u1} \cdot A_1 \Rightarrow q_{1y} = 1.246 \cdot 245 \Rightarrow q_{1y} = 305.27 [kg / cm]$$

Igualar ecuaciones para encontrar el canto útil mínimo

$$v_u = \frac{q_{1y} \cdot (m - d)}{\phi \cdot A_1 \cdot d} = v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{305.27 \cdot (102.5 - d_{\min})}{0.75 \cdot 245 \cdot d_{\min}} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$d_{\min} = 18.23 [cm]$$

a.2) Para zapata 2:

$$n = \frac{B_2 - B}{2} \Rightarrow n = \frac{1.85 - 0.4}{2} \Rightarrow n = 0.725[m]. \Rightarrow n = 72.5[cm].$$

$$q_{2y} = q_{u2} \cdot A_2 \Rightarrow q_{2y} = 1.25 \cdot 185 \Rightarrow q_{2y} = 231.25 [kg / cm]$$

Igualar ecuaciones para encontrar el canto útil mínimo:

$$v_u = \frac{q_{2y} \cdot (n - d)}{\phi \cdot A_2 \cdot d} = v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{231.25 \cdot (72.5 - d_{\min})}{0.75 \cdot 185 \cdot d_{\min}} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$d_{\min} = 12.93 [cm]$$

Entonces el canto útil mínimo de es:

$$d_{\min 1} = 18.23 [cm]$$

$$d_{\min 2} = 12.93 [cm]$$



Por lo tanto la altura mínima de las zapatas será:

$$\text{Zapata 1: } h_{\min 1} = d_{\min} + r = 18.23 + 5$$

$$h_{\min 1} = 23.23 \text{ [cm]}$$

$$\text{Zapata 2: } h_{\min 2} = d_{\min} + r = 12.93 + 5$$

$$h_{\min 2} = 17.93 \text{ [cm]}$$

3.12.6 Ejercicio zapata retranqueada a ambos lados

Encontrar la altura mínima de la zapata retranqueada a ambos lados

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 20 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 25 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 5 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 6 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.0 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$L = 4 \text{ [m]}$$

$$\sum V = 0 \Rightarrow P_1 + P_2 - R = 0$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow 4 \cdot P_2 - x \cdot R = 0$$

Entonces se obtiene:

$$x = \frac{P_2 \cdot L}{P_1 + P_2} \Rightarrow x = \frac{31 \cdot 4}{56} \Rightarrow x = 2.21 \text{ [m]}$$

$$L = x + y \Rightarrow y = L - x = 4 - 2.21 \Rightarrow y = 1.79 \text{ [m]}$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

Zapata aislada cuadrada:

$$\Rightarrow A = \sqrt{\frac{R}{q_a}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{56}{1 \cdot 10}} \Rightarrow A = 2.4 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A = 2.4 \text{ [m]}$$

$$B = 2.4 \text{ [m]}$$

$$\text{Usar: } 2.4 \times 2.4 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$P_{u1} = 1.2D_1 + 1.6L_1 = 1.2(20) + 1.6(5) = 32 \text{ [tn]}$$

$$P_{u1} = 1.4D_1 = 1.4(20) = 28 \text{ [tn]}$$

$$P_{u2} = 1.2D_2 + 1.6L_2 = 1.2(25) + 1.6(6) = 39.6 \text{ [tn]}$$

$$P_{u2} = 1.4D_2 = 1.4(25) = 35 \text{ [tn]}$$

$$R_u = P_{u1} + P_{u2} = 32 + 39.36 = 71.6 \text{ [tn]}$$



$$q_u = \frac{R_u}{A \cdot B} \Rightarrow q_u = \frac{71.6}{2.4 \cdot 2.4} \Rightarrow q_u = 12.43 [tn / m^2] \Rightarrow q_u = 1.243 [kg / cm^2]$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación.

Asumir ancho de nervio: $B = 40[cm]$

a) Verificación a corte por flexión:

$$m = \frac{B - b}{2} \Rightarrow m = \frac{2.4 - 0.40}{2} \Rightarrow m = 1[m]. \Rightarrow m = 100[cm].$$

$$\Rightarrow v_u = \frac{q_u \cdot (m - d)}{\phi d} = v_c = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$\frac{1.243 \cdot (100 - d_{\min})}{0.75 \cdot d_{\min}} = 0.53 \sqrt{210}$$

$$d_{\min} = 17.75 [cm]$$

Entonces el canto útil mínimo de la zapata es:

$$d_{\min} = 17.75 [cm]$$

Por lo tanto la altura mínima de la zapata será:

$$h_{\min} = d_{\min} + r = 17.75 + 5$$

$$h_{\min} = 22.75 [cm]$$

3.13. EJERCICIOS PROPUESTOS

3.13.1. Ejercicio zapata aislada

Encontrar la altura mínima de la zapata aislada cuadrada considerando los siguientes datos:

Datos:

$$f'_c = 210 [kg / cm^2]$$

$$f_y = 4200 [kg / cm^2]$$

$$q_a = 1 [kg / cm^2]$$

$$r = 6 [cm]$$

$$D = 28 [tn]$$

$$L = 8 [tn]$$

Columna : 25x25 \rightarrow 4 ϕ 16

Respuesta:

$$h_{\min} = 26.73 [cm]$$



3.13.2. Ejercicio zapata de medianería

Encontrar la altura mínima de la zapata de medianería no conectada

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D = 40 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L = 10 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.4 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

Respuesta:

$$h_{\min} = 40.41 \text{ [cm]}$$

3.13.3. Ejercicio zapata de medianería conectada

Encontrar la altura mínima de la zapata de medianería conectada

Datos:

$$f'_c = 180 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 35 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 45 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 9 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 13 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$l = 4.2 \text{ [m]}$$

Respuesta:

$$h_{\min 1} = 22.08 \text{ [cm]}$$

$$h_{\min 2} = 29.58 \text{ [cm]}$$

3.13.4. Ejercicio zapata retranqueada a un lado

Encontrar la altura mínima de la zapata retranqueada a un lado

Datos:

$$f'_c = 250 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 31 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 38 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 5000 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 8 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 9 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 6 \text{ [cm]}$$

$$L = 5.8 \text{ [m]}$$

Respuesta:

$$h_{\min 1} = 28.62 \text{ [cm]}$$

$$h_{\min 2} = 21.69 \text{ [cm]}$$



3.13.5. Ejercicio zapata retranqueada a ambos lados

Encontrar la altura mínima de la zapata retranqueada a ambos lados

Datos:

$$f'_c = 180 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 30 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 32 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 7 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 6 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.0 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$L = 4.5 \text{ [m]}$$

Respuesta:

$$h_{\min} = 27.44 \text{ [cm]}$$

3.14.6. Ejercicio zapata aislada

Encontrar el espesor mínimo de la zapata aislada cuyo lado largo sea 1.5 veces el lado corto considerando los siguientes datos:

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D = 32 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 5000 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L = 10 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 30 \times 20 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

Respuesta:

$$h_{\min} = 28.12 \text{ [cm]}$$

3.14.7. Ejercicio zapata de medianería

Encontrar el canto útil mínimo de la zapata de medianería no conectada

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D = 30 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L = 10 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 7 \text{ [cm]}$$

Respuesta:

$$d_{\min} = 35.84 \text{ [cm]}$$

3.14.8. Ejercicio zapata de medianería conectada

Encontrar el canto útil mínimo de la zapata de medianería conectada

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 29 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 36 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 9 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 11 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.2 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 6 \text{ [cm]}$$

$$l = 4.2 \text{ [m]}$$

Respuesta:

$$d_{\min 1} = 30.18 \text{ [cm]}$$

$$d_{\min 2} = 17.75 \text{ [cm]}$$



3.14.9. Ejercicio zapata retranqueada a un lado

Encontrar el canto útil de diseño de la zapata retranqueada a un lado

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 30 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 25 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 8 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 5 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$L = 5.6 \text{ [m]}$$

Respuesta:

$$d_1 = 17 \text{ [cm]}$$

$$d_2 = 15 \text{ [cm]}$$

3.14.10. Ejercicio zapata retranqueada a ambos lados

Encontrar el canto útil mínimo de la zapata retranqueada a ambos lados, donde el lado largo es 1.5 veces el lado corto

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$D_1 = 20 \text{ [tn]}$$

$$D_2 = 30 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$L_1 = 5 \text{ [tn]}$$

$$L_2 = 8 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 40 \times 40 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$L = 5 \text{ [m]}$$

$$B = 40 \text{ [cm]}$$

Respuesta:

$$h_{\min} = 24.25 \text{ [cm]}$$



CAPÍTULO 4

VIGAS DE FUNDACIÓN

4.1. INTRODUCCIÓN

La viga de fundación o también llamada zapata continua es aquella fundación sobre la que se apoyan varias columnas en una hilera, dicha fundación puede estar formada por más de dos columnas y/o soportes como se observa en la *figura [4.1(a)]*.

La sección transversal de las vigas de fundación puede ser en forma de L, rectangular, o bien adoptar la forma de T invertida *figura [4.1]*, este último con economía de hormigón y acero, pero con un mayor costo de encofrado y mano de obra. La tendencia actual se inclina hacia secciones rectangulares, salvo en grandes fundaciones, en la que la forma más complicada puede ser compensada desde el punto de vista económico.

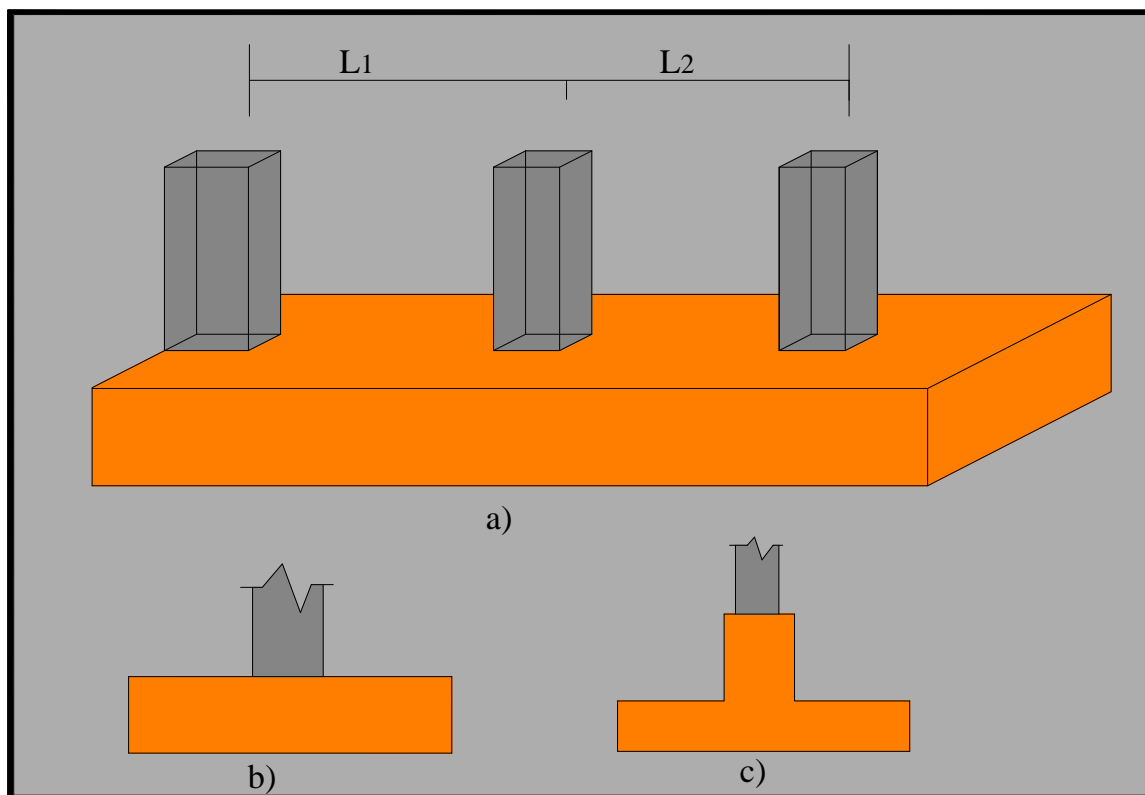


Figura [4.1.] Vigas de fundación
(Fuente: Elaboración propia)



Las vigas de fundación son utilizadas cuando se precisa mayor área de soporte, o cuando existen **columnas muy cercanas entre si**, donde para dicha condición si se usara zapatas aisladas, podrían traslaparse o bien podrían resultar de proporciones poca económicas, también puede ser conveniente su uso cuando existan restricciones por lindero es decir para columnas exteriores muy cercanas al límite de propiedad.

Para el caso precedente de fundaciones de borde o fundaciones cercanas al límite de propiedad, se recomienda aligerar el peso de todo el edificio ya que su aplicación se limita a cargas relativamente livianas, para de esta manera evitar que la reacción del suelo produzca cargas excéntricas como se explica más adelante. Si no existen límites de propiedad, esta solución se puede emplear para soportar cargas elevadas ya que no existirá excentricidad.

4.2. EFECTO DE CARGAS EXCÉNTRICAS SOBRE VIGAS DE FUNDACIÓN

Como se explicó anteriormente las fundaciones de columnas exteriores pueden estar sujetas a cargas excéntricas. Si la excentricidad es grande, puede resultar esfuerzos de tracción sobre un lado de la fundación, por lo que se recomienda dimensionar de manera que la carga este dentro del tercio central para poder de esta forma evitar esfuerzos de tracción en el suelo que teóricamente puede ocurrir antes de la redistribución de esfuerzos.

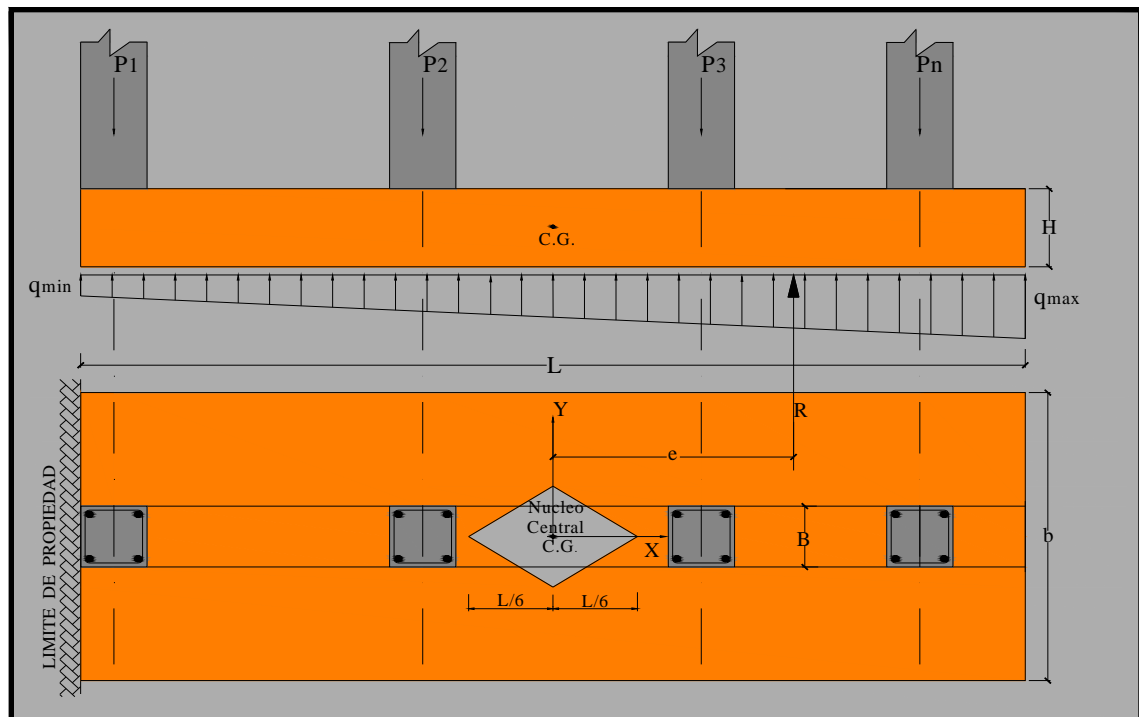


Figura [4.2.] - Vigas de fundación (Núcleo Central)
(Fuente: Elaboración propia)

Para este caso:

$$q = \frac{R}{Area} \pm \frac{M}{I} \cdot x \quad \text{Ec. (4.1)}$$



Donde: $R = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + \dots + P_n$ ó $R = \sum_{i=1}^n P_i$

Área $A_z = b \cdot L$

$M = R \cdot e$ e = excentricidad a la resultante.

$I = \frac{b \cdot L^3}{12}$

$x = \pm \frac{L}{2}$

Remplazando los valores del área, momento, y la inercia en la Ec. (4.1) se tiene:

$$q = \frac{R}{b \cdot L} \pm \frac{R \cdot e}{b \cdot L^3} \cdot \frac{L}{2} = \frac{R}{b \cdot L} \pm \frac{6 \cdot R \cdot e}{b \cdot L^2}$$

$$q = \frac{R}{b \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right) \quad \text{Ecuación general} \quad \text{Ec. (4.2)}$$

4.2.1. CASO I.- Cuando $e = 0$

Caso en que la resultante cae en el centro del núcleo central o tercio medio (centro de gravedad) como se muestra en la Figura [4.3].

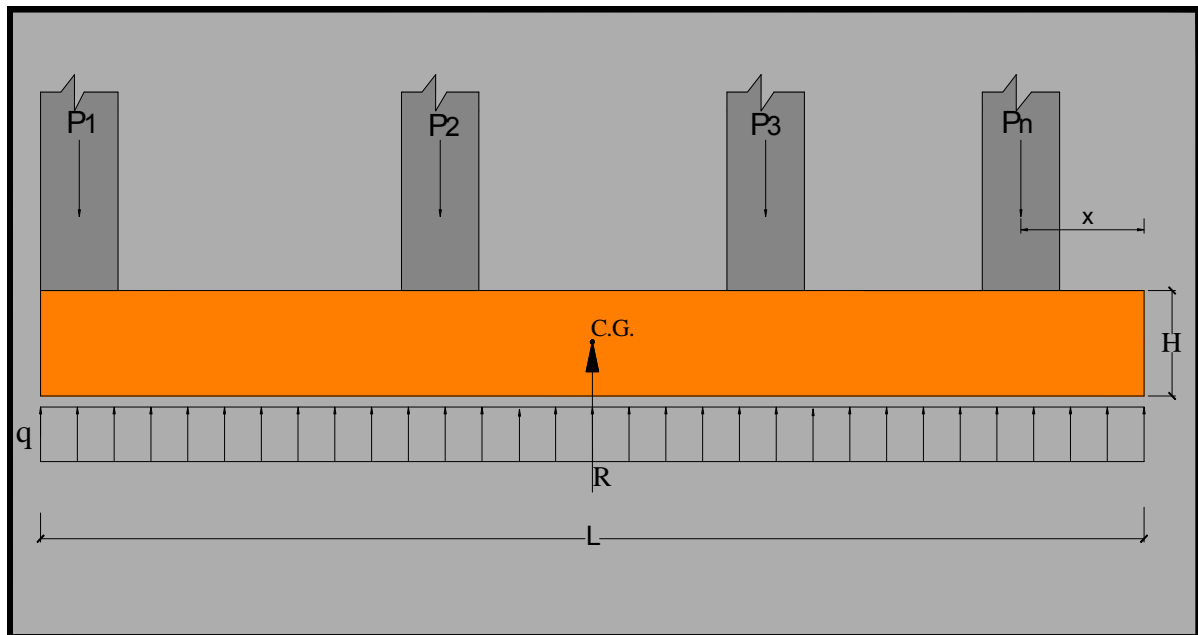


Figura [4.3].- Vigas de fundación para $e=0$
(Fuente: Elaboración propia)

La presión del suelo para este caso esta dada por la siguiente ecuación:

$$q = \frac{R}{b \cdot L} \quad \text{Ec. (4.3)}$$

Se debe cumplir:

$$q \leq q_a$$



Si tenemos: $P_n > P_3 > P_2 > P_1$

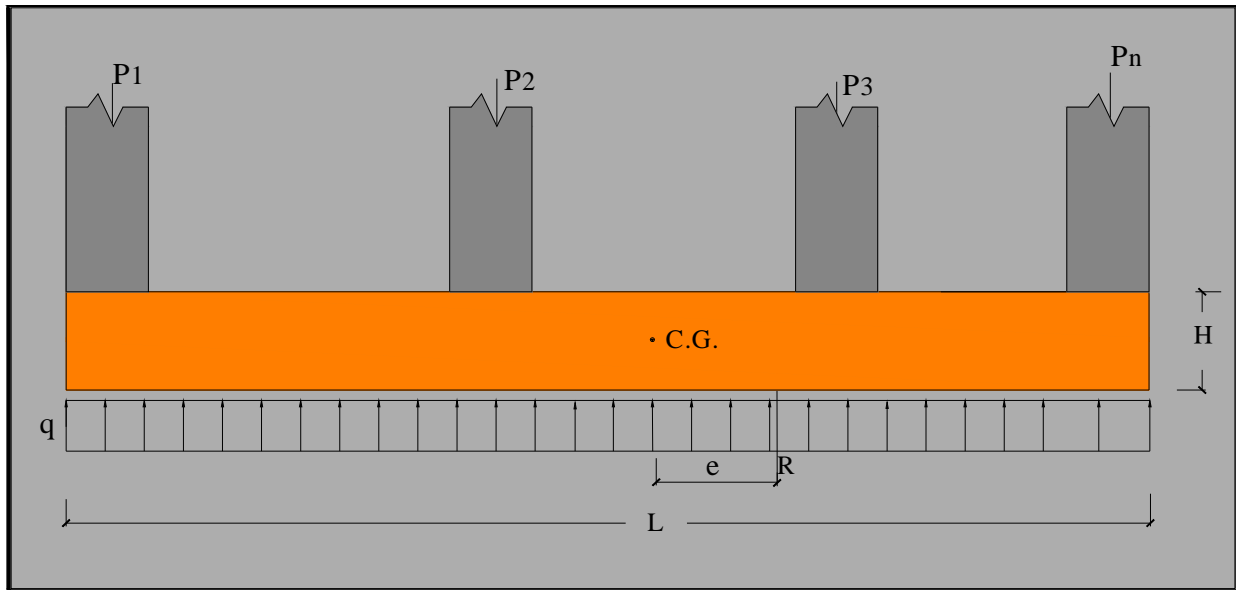


Figura [4.4.] Vigas de fundación para $e=0$ cuando $P_n > P_3 > P_2 > P_1$
(Fuente: Elaboración propia)

Entonces empezar la sumatoria de momentos en el punto donde la carga es menor obteniendo de ese modo el valor de X (longitud adicional) como se muestra en la figura [4.3].

4.2.2. CASO II.- Cuando $e < L/6$

En este caso, se puede ver que el esfuerzo directo de compresión es mayor que el esfuerzo de flexión como se muestra en la figura [4.5].

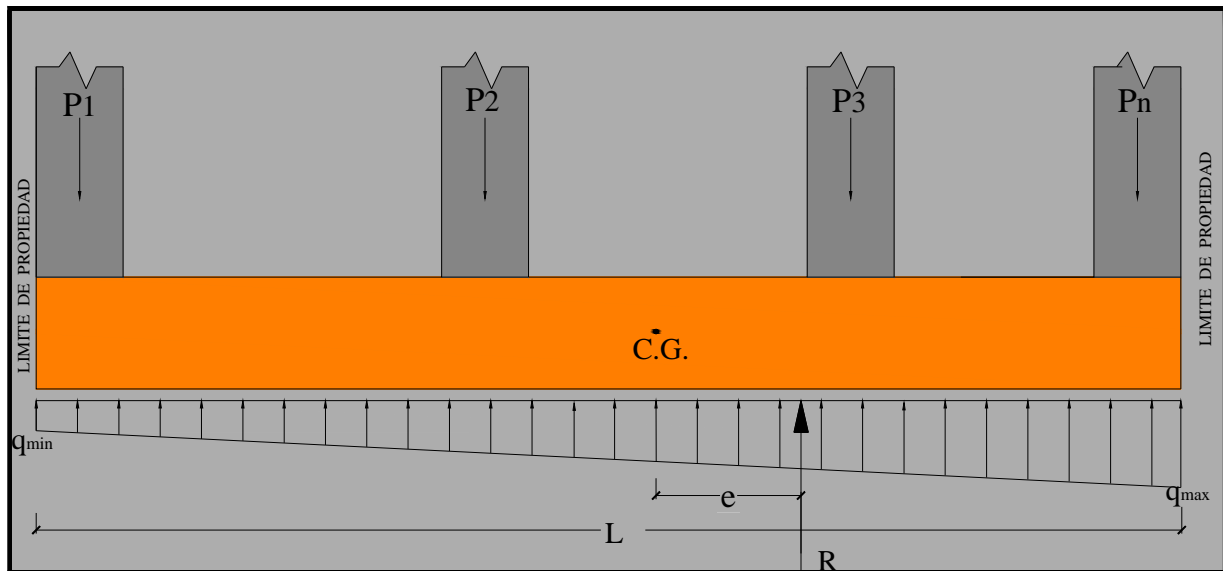


Figura [4.5.] Vigas de fundación para $e \leq L/6$
(Fuente: Elaboración propia)

Donde:

$$q_{\max} = \frac{R}{b \cdot L} \left[1 + \frac{6e}{L} \right] \quad \text{Ec. (4.4)}$$



$$q_{\min} = \frac{R}{b \cdot L} \left[1 - \frac{6e}{L} \right] \quad \text{Ec. (4.5)}$$

Se debe cumplir: $q_{\max} \leq q_a$

4.2.3. CASO III.- Cuando $e = L/6$

En este caso, se podrá observar que el esfuerzo directo es igual que el esfuerzo de flexión, figura [4.6].

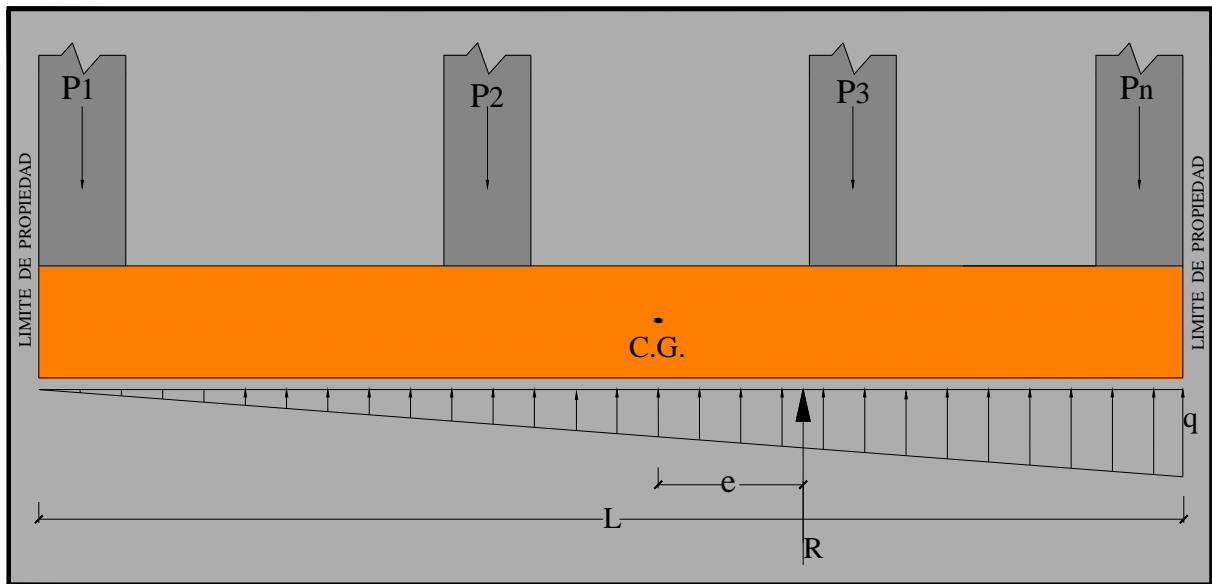


Figura [4.6].- Vigas de fundación para $e = L/6$
(Fuente: Elaboración propia)

Donde: $q_{\max} = \frac{2 \cdot R}{b \cdot L}$ Ec. (4.6)

$$q_{\min} = 0 \quad \text{Ec. (4.7)}$$

Se debe cumplir:

$$q_{\max} \leq q_a$$

4.2.4. CASO IV.- Cuando $e > L/6$

Este caso no es aceptable por que la resultante de carga actúa fuera del tercio medio y esta carga siempre debe estar dentro del núcleo central o tercio medio para que funcione correctamente.

Una vez realizado el análisis por efecto de cargas excéntricas en vigas de fundación, se puede concluir señalando que son elementos estructurales cuyo objetivo es el de transmitir las cargas de “n” columnas hacia el suelo en una o en dos direcciones.

Entonces para el diseño de vigas de fundación bien sea en una dirección o en dos direcciones lo ideal es aplicar el caso mostrado en la figura [4.3].



Finalmente una ventaja al considerar este tipo de fundaciones consiste en que se presenta una menor posibilidad de falla local del terreno, oquedad. etc. que en una zapata aislada.

4.3. VIGAS EN UNA DIRECCIÓN

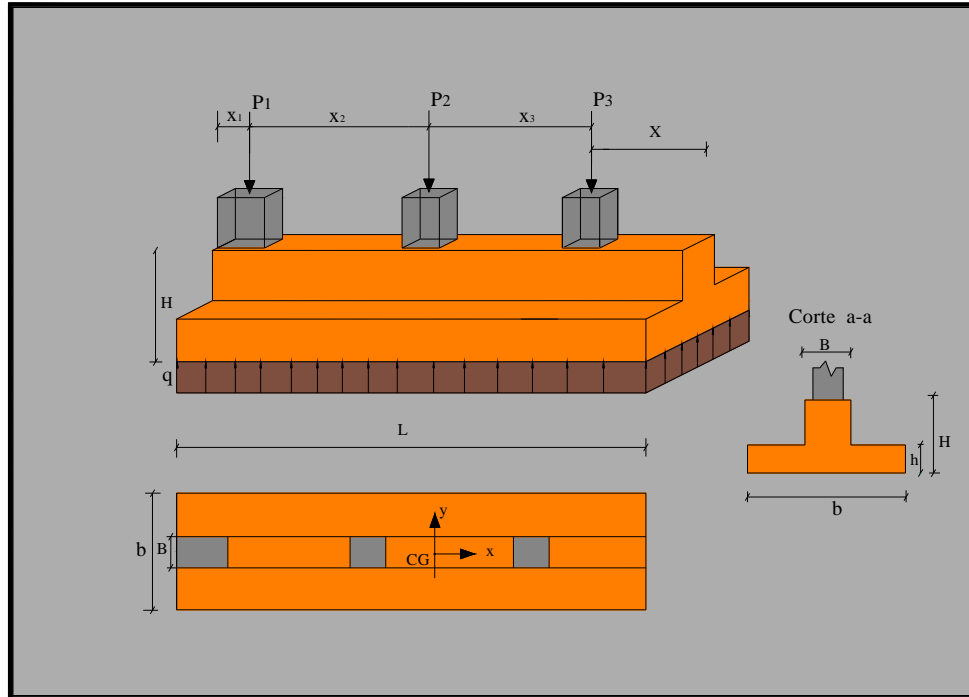


Figura [4.7.] Vigas de fundación en una dirección
(Fuente: Elaboración propia)

Las vigas de fundación generalmente son recomendadas cuando los asentamientos resultan excesivos en relación a lo que se considera normal. Entonces las vigas no se diseñan para resistir los asentamientos si no que deben ser muy rígidas para minimizar estos posibles asentamientos, (anexo A), entonces las vigas de fundación deben ser diseñadas para que no fallen estructuralmente, como tal, debe tener las dimensiones y el refuerzo de acero necesario para evitar las fallas.

4.4. MÉTODOS DE DISEÑO DE VIGAS DE FUNDACIÓN EN UNA DIRECCIÓN

Las vigas de fundación pueden diseñarse por dos métodos principales: El método rígido y el método flexible.

4.4.1. DISEÑO DE VIGAS DE FUNDACIÓN POR EL MÉTODO RÍGIDO CONVENCIONAL

En el método rígido la viga de fundación es asumida infinitamente rígida y por tanto indeformable, de manera que bajo la acción de las cargas descenden sin deformar al terreno, donde la presión de suelo es distribuida linealmente esta distribución puede ser en línea recta o en una superficie plana como se muestra en los casos antes mencionados o en la figura [4.8(a)].



Este método es el que se desarrolló para zapatas de fundación en el capítulo tres.

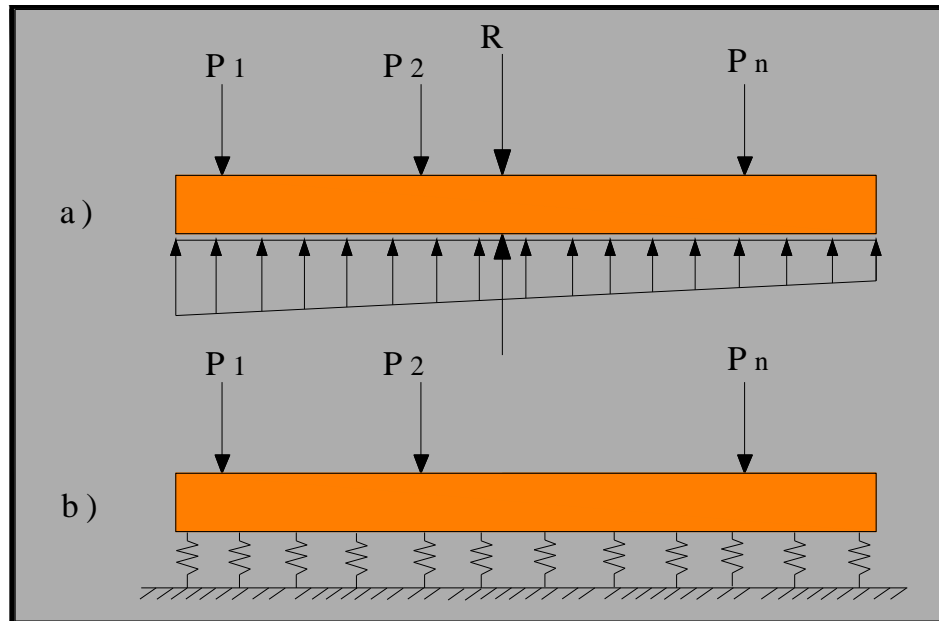


Figura [4.8].- a) Hipótesis rígida. b) Hipótesis flexible.
(Fuente: Elaboración propia)

Es aconsejable diseñar vigas de fundación de modo que el centroide de presiones del suelo sea coincidente con la línea de acción de la resultante de las cargas de las columnas (centro de gravedad de la fundación $e=0$). Esto produce una presión de contacto uniforme sobre la totalidad del área y evita la tendencia a la inclinación de la fundación.

Para el diseño de vigas de fundación por el método convencional rígido se debe seguir los siguientes pasos:

PROCEDIMIENTO

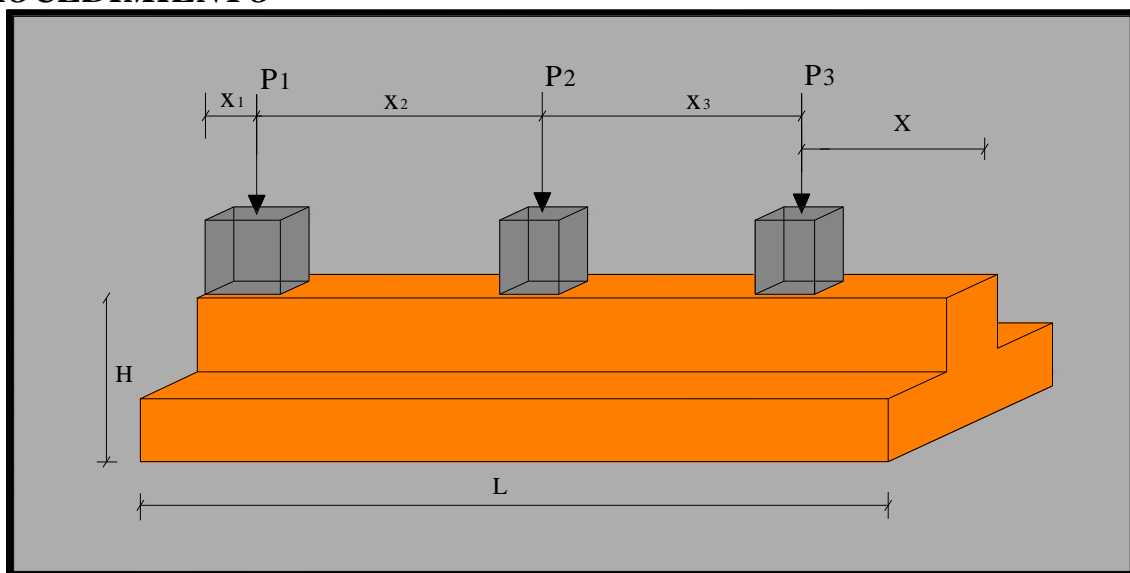


Figura [4.9].- Vigas de fundación tipo
(Fuente: Elaboración propia)



4.4.1.1. Dimensionamiento en planta

Como primer paso se procede a la determinación de la resultante de las cargas actuantes:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i \quad \text{Ec. (4.8)}$$

Una vez obtenida la resultante R , se determina la longitud " L " de la viga, para el cuál realizar la sumatoria de momentos de manera que la excentricidad de carga sea igual a cero.

$$\sum M = R \cdot \frac{L}{2} \quad \text{Ec. (4.9)}$$

Desarrollando el momento de la ecuación anterior se tiene:

$$\sum_{i=1}^n P_i \cdot x_i = R \cdot \frac{L}{2} \quad \text{Ec. (4.10)}$$

Una vez determinado la longitud, calcular el valor de " X "

$$X = L - \sum_{i=1}^n e_x \quad \text{Ec. (4.11)}$$

Donde:

X = Es la longitud del volado de la viga de fundación, cuyo objetivo es lograr una presión uniforme del suelo a la fundación.

Posteriormente determinar el ancho de la base de la fundación.

$$q = \frac{R}{b \cdot L} \quad \text{Ec. (4.12)}$$

Despejando el valor de b se tendrá que:

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \quad \text{Ec. (4.13)}$$

Una vez determinada la sección en planta de la viga de fundación calcular la presión última de carga que la zapata transmite al suelo:

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \quad \text{Ec. (4.14)}$$

Donde:

$$R_u = \sum_{i=1}^n P_u \quad \text{Ec. (4.15)}$$

P_u = Carga última mayorada que debe ser resistida por la viga.

Los factores de mayoración según el reglamento ACI-05 * son:

$$\left. \begin{array}{l} P_u = 1.2 D + 1.6 L \\ P_u = 1.4 D \end{array} \right\} \begin{array}{l} D = \text{Carga Muerta} \\ L = \text{Carga Viva} \end{array}$$

q_u = Presión neta última que la zapata transmite al suelo.

*Reglamento ACI 318S-05 (9.2) Pág.111



Finalizando con el dimensionamiento en planta se debe verificar que la presión calculada mediante la ecuación Ec. (4.12) no debe ser mayor a la resistencia admisible de carga.

$$q \leq q_a \quad \text{Ec. (4.16)}$$

Nota: Para el dimensionamiento en planta, las cargas actuantes no deben estar multiplicadas por ningún factor de mayoración.

4.4.1.2. Dimensionamiento en elevación

En el diseño de vigas de fundación, para el cálculo del canto útil " d " solamente se hará la verificación a corte por flexión, el corte a punzonamiento es contrarrestado por la viga.

El valor mínimo del canto útil de diseño para vigas de fundación según el código ACI-05* es 15 cm., si el calculado es menor asumir 15 cm.

4.4.1.2.1. Verificación a corte por flexión

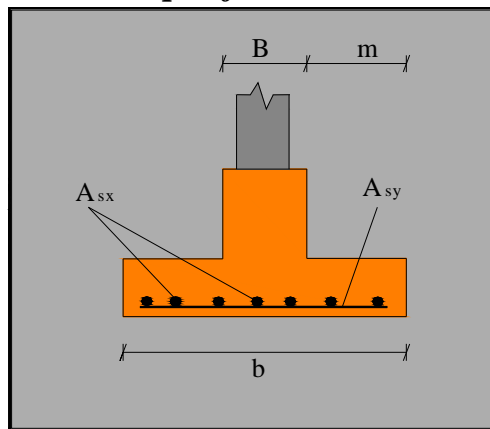


Figura [4.10].- Esquema verificación a corte por flexión
(Fuente: Elaboración propia)

Para la verificación de corte por flexión determinar el valor de " m " con la siguiente ecuación:

$$m = \frac{b - B}{2} \quad \text{Ec. (4.17)}$$

Luego calcular el valor de q_y

$$q_y = q_u \cdot 1 \text{ Metro de ancho unitario (siempre)} \quad \text{Ec. (4.18)}$$

Posteriormente determinar la tensión cortante de diseño:

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b_1 \cdot d} \quad \text{Ec. (4.19)}$$

Donde: $V_y = q_y \cdot (m - d)$ Ec. (4.20)

$$\phi = 0,75^{**}$$

$$q_u = \text{Presión neta última que la zapata transmite al suelo.}$$

*Reglamento ACI 318S -05 (15.7) Pág. 260

**Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.1) Pág.115



Según el reglamento ACI 318S-05* la tensión admisible a corte por flexión, está establecida por la siguiente ecuación:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (4.21)}$$

Entonces para el cálculo del canto útil de la fundación "d" se puede:

1. Asumir un valor de canto útil "d" y en seguida verificar la relación (4.22)

$$v_u \leq v_c \quad \text{Ec. (4.22)}$$

En caso de no cumplir aumentar la dimensión de "d"

2. Para no asumir el valor de canto útil "d" se puede igualar las ecuaciones (4.19) y (4.21) y de esta manera obtener el canto mínimo requerido.

4.4.1.3. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la fundación

Una vez obtenidos las dimensiones en planta de la fundación y el canto útil, se procede a calcular la armadura con el momento crítico obtenido en la Ec. (4.23).

$$M_x = q_y \cdot \frac{m^2}{2} \quad \text{Ec. (4.23)}$$

$$A_{sy} = \frac{M_x}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{sy} \cdot f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (4.24)}$$

Donde: $\phi = 0.9$ (Valor utilizado cuando $\varepsilon_t \geq 0.005$)

f_y = Esfuerzo de fluencia para refuerzo en tensión.

Finalmente se calculará el acero mínimo requerido con la ecuación (4.25):

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad ** \quad \text{Ec. (4.25)}$$

Por lo tanto A_{sy} será el mayor valor de las dos ecuaciones (4.24) y (4.25).

$$A_{sy} \geq A_{s \min} \quad \text{Ec. (4.26)}$$

4.4.1.4. Adherencia y desarrollo en barras

La norma ACI 318-05 condiciona que la longitud de desarrollo para barras corrugadas l_d , se debe calcular a partir de la ecuación (4.27) más detallada en Anexo C.

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b \quad *** \quad \text{Ec. (4.27)}$$

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.3.1) Pág.194

**Reglamento ACI 318S-05 (7.12.2.1) Pág.98

***Reglamento ACI 318S-05 (7.12.2.1) Pág.98



Es necesario aclarar que la longitud de desarrollo en vigas de fundación al igual que para el caso de zapatas de fundación debe ser:

$$m - r \geq l_d \quad \text{Ec. (4.28)}$$

El recubrimiento r en cualquier tipo de fundación es recomendable usar como mínimo 5 cm., esto por el motivo de la humedad que es frecuente en esta parte de la estructura.

4.4.1.5. Análisis de esfuerzos en la viga

Para el análisis de esfuerzos en la viga se hace la modelación en un programa estructural como ser el "SAP-2000" y como resultado se obtiene los diagramas de corte y momentos máximos, figura [4.11].

Previamente a la modelación, asumir canto útil "D" de la viga y calcular la presión que el suelo ejerce debajo la fundación:

$$q_x = q_u \cdot b \quad \text{Ec. (4.29)}$$

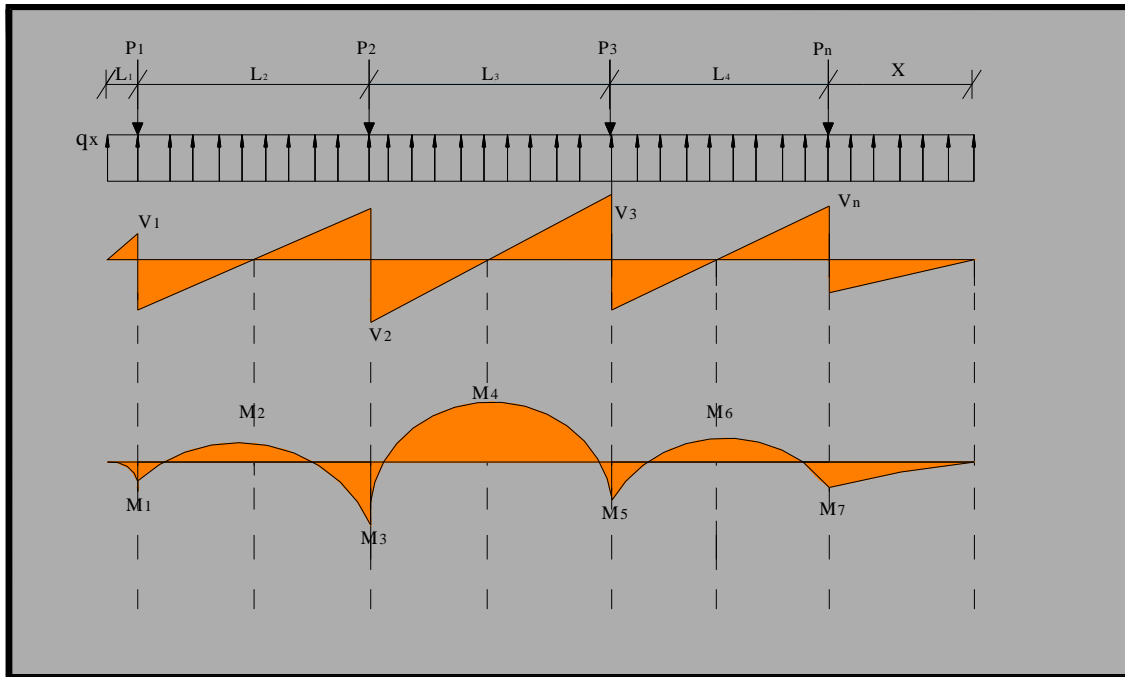


Figura [4.11.]- Diagrama de cortante y momento
(Fuente: Elaboración propia)

Una vez obtenido los valores de momentos y corte del programa se procede con los siguientes pasos:

4.4.1.6. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

Determinados los momentos críticos se procede a calcular la armadura en la viga. Las expresiones para dicho cálculo son:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \quad \Leftrightarrow \quad a = \frac{A_{si} f_y}{0,85 f'_c B} \quad \text{Ec. (4.30)}$$



Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia para refuerzo de acero.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

Calculado los aceros para el momento crítico determinar también el acero mínimo, con la relación expresada en el reglamento ACI 05 mostrada a continuación:

$$A_{s\min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot B \cdot D \geq A_{s\min} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot D \quad * \quad \text{Ec. (4.31)}$$

$$A_{si} \geq A_{s\min}$$

4.4.1.7. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

El reglamento permite diseñar a corte con los esfuerzos obtenidos del diagrama de corte situado a una distancia d de la cara de la columna, utilizando la siguiente ecuación:

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi B D} \quad \text{Ec. (4.32)}$$

Donde: $\phi = 0.75$

Luego verificar con la tensión cortante admisible que es:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (4.33)}$$

Si: $v_{ui} \leq v_c \rightarrow$ Estribos ϕ 8 c / D/2 ó c / 60 cm.

$v_{ui} > v_c \rightarrow$ Refuerzo adicional, dicho cálculo se realiza con la siguiente ecuación:

$$Sep = \frac{A_v f_y}{(v_{ui} - v_c) B} \quad ** \quad \text{Ec. (4.34)}$$

Donde:

$$A_v = \frac{\pi \cdot \phi^2}{2} \quad \text{Ec. (4.35)}$$

ϕ = Diámetro del estribo que se utilizará

La altura de la viga será:

$$H = D + r \quad \text{Ec. (4.36)}$$



4.4.2. DISEÑO DE VIGAS DE FUNDACIÓN POR EL MÉTODO FLEXIBLE O SOBRE LECHO ELÁSTICO.

En el método flexible el suelo se asume equivalente a un número infinito de resortes elásticos, como se ve en la *figura [4.12]*, con cargas puntuales que transmiten las columnas a las fundaciones. Este método de diseño es más exacto en sus soluciones y por lo tanto más económico.

Cuando las fundaciones no son muy rígidas, debido a las cargas impuestas por las columnas, estas se deforman y hacen que la presión de contacto del terreno no sea uniforme, por consiguiente el cálculo de las fuerzas de corte y momentos de flexión no serán evaluados con el grado de facilidad de las fundaciones rígidas.

Por lo cuál este método de diseño solo difiere del anterior, en la forma de obtención de los esfuerzos de la fundación, para hallar la distribución de la armadura y realizar algunas comprobaciones.

PROCEDIMIENTO

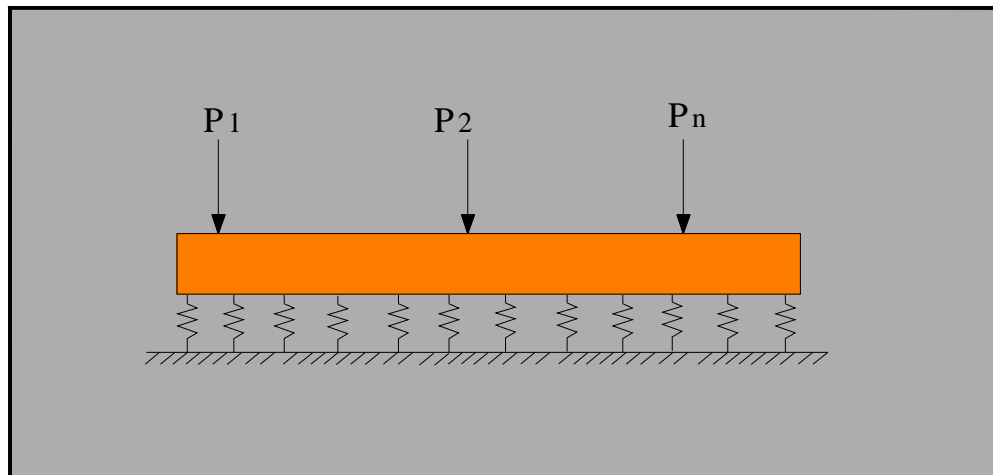


Figura [4.12.] Vigas de fundación sobre lecho elástico.
(Fuente: Elaboración propia)

Previamente al diseño mismo de la viga de fundación por este método, es necesario encontrar el coeficiente de balasto propio del suelo de fundación, para cuya obtención se puede recurrir a los métodos de cálculo que se describen en el capítulo dos.

Calculado el coeficiente de balasto, para el diseño de la viga de fundación se sigue el mismo procedimiento que el método rígido cuyos pasos son: el dimensionamiento en planta, dimensionamiento en elevación, la verificación a corte por flexión, cálculo de refuerzo de acero por flexión, la verificación a la adherencia, y finalmente el análisis de la viga. La diferencia entre el método rígido y el flexible reside solamente en el modelo matemático adoptado para la obtención de los esfuerzos en la viga.



4.4.2.1. Modelo estructural para el análisis de esfuerzos en la viga

El modelo estructural para el análisis de esfuerzos consiste en discretizar la fundación en pequeños elementos unidimensionales, tal como se aprecia en la *figura [4.13]*. La cantidad de elementos dependerá de la precisión requerida en el análisis de esfuerzos, puesto que todo programa computacional que utiliza la teoría de los elementos finitos, tiende a un cálculo matemático mas preciso, cuanto mayor sea la cantidad de elementos discretizados.

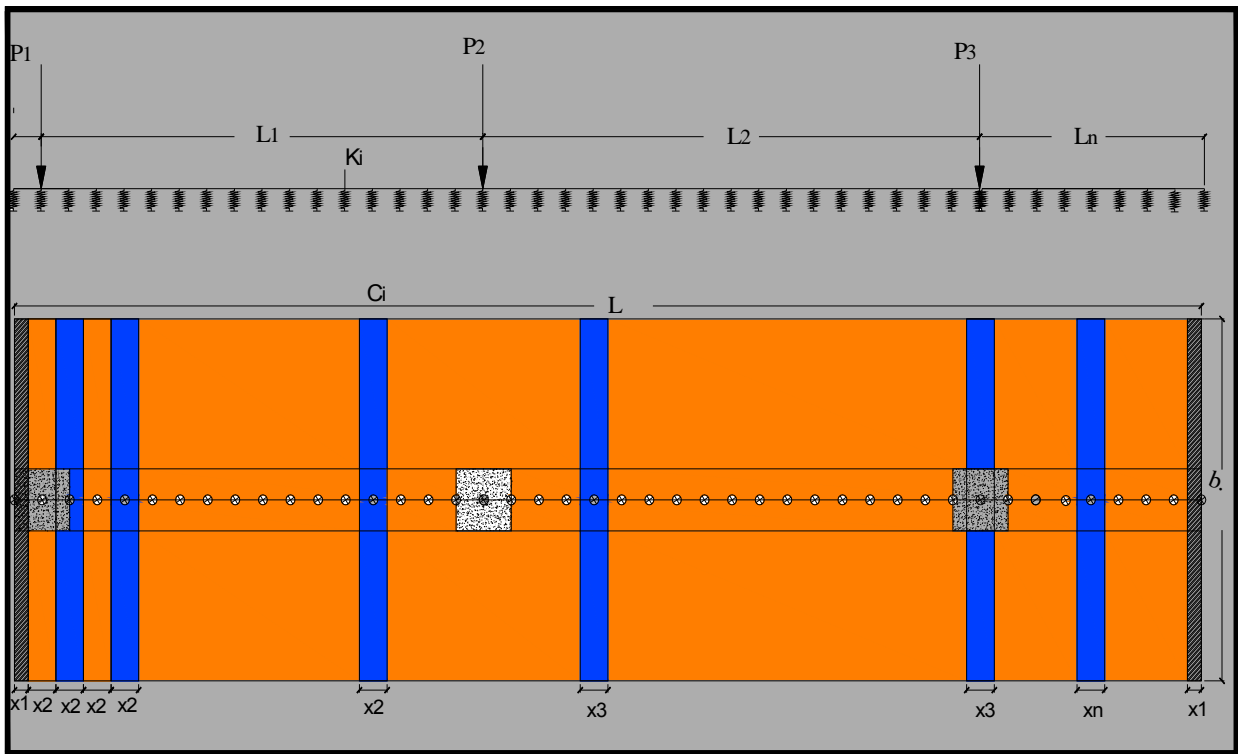


Figura [4.13.] Discretización de vigas de fundación sobre lecho elástico
(Fuente: Elaboración propia)

Entonces para cada nudo se debe encontrar las constantes de los elementos elásticos, estas se obtienen multiplicando el área de influencia de un punto de la fundación por el coeficiente de balasto anteriormente calculado:

$$k_i = k_s \cdot A_{\text{inf } i} \quad \text{Ec. (4.37)}$$

Donde: k_i = Constante del resorte.

k_s = Coeficiente de balasto.

A = Área de influencia. $A = b \cdot x_i$.

Una vez calculadas las constantes de los elementos elásticos se introduce los datos al programa "SAP2000" u otro programa estructural, del cuál se obtienen los esfuerzos de corte y momentos (*figura 4.14*), para finalmente continuar con los pasos desarrollados en el método anterior (rígido), que son el cálculo del refuerzo de acero a flexión y refuerzo de acero por corte en la viga.

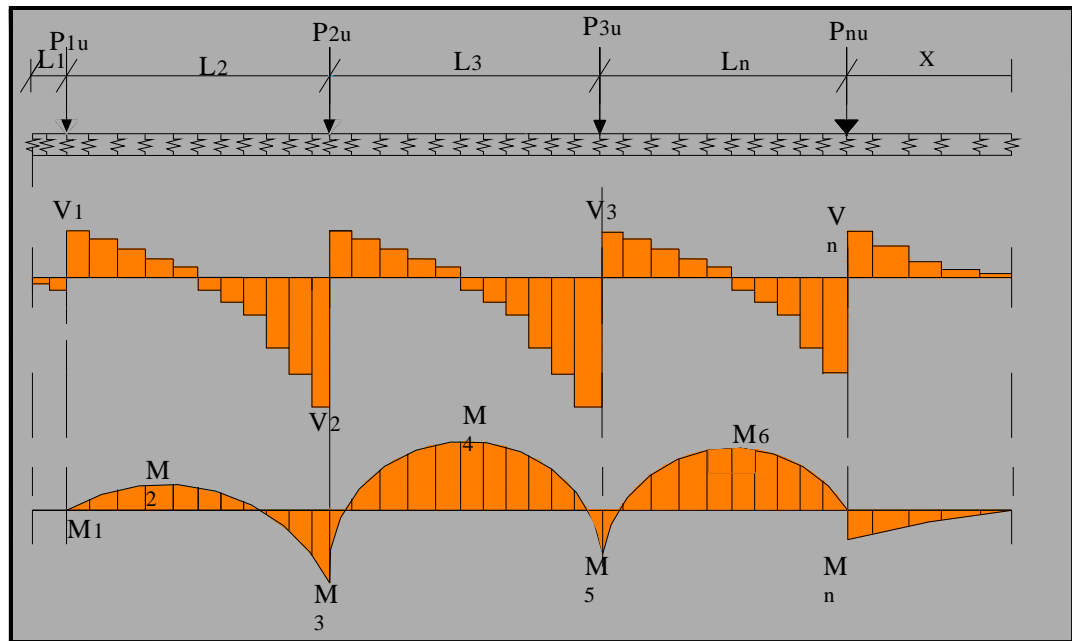


Figura [4.14.]- Diagrama de corte y momento para lecho flexible
(Fuente: Elaboración propia)

Finalmente para el análisis de viga de fundación por el método flexible es importante tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Siempre tiene que haber un resorte en los extremos de la viga.
- Un resorte en los puntos donde descansa cada carga.
- También un resorte en cada nodo de la viga.

4.5. VIGAS EN DOS DIRECCIONES

En algunos casos se combinan mediante riostras diversas zapatas corridas (vigas de fundación), constituyendo un emparillado sobre el que apoya el forjado de la planta inferior, este emparillado es conocido como vigas en dos direcciones. (Figura [4.15])

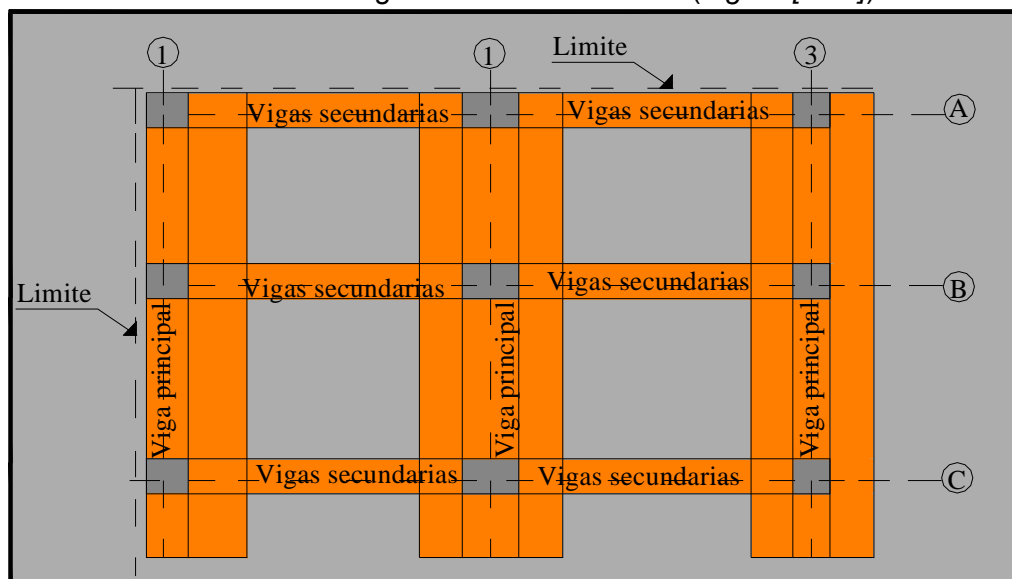


Figura [4.15.]- Vigas en dos direcciones (planta)
(Fuente: Elaboración propia)

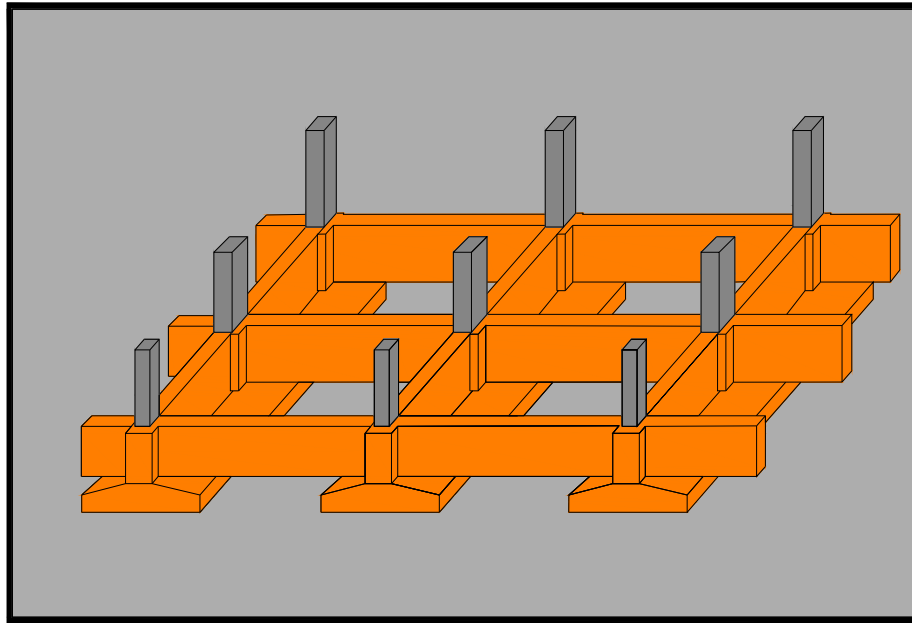


Figura [4.16.]- Vigas en dos direcciones (elevación)
(Fuente: Elaboración propia)

En el emparrillado o viga de fundación en dos direcciones la estructura se asienta como una única fundación constituida por un conjunto de zapatas corridas dispuestas en forma de retícula ortogonal (figura [4.16]). Este tipo de fundación se emplea cuando la capacidad admisible del terreno es limitado o cuando presenta una elevada heterogeneidad, lo que hace prever que puedan producirse asentamientos diferenciales importantes que constituyan un riesgo elevado para la integridad del edificio.

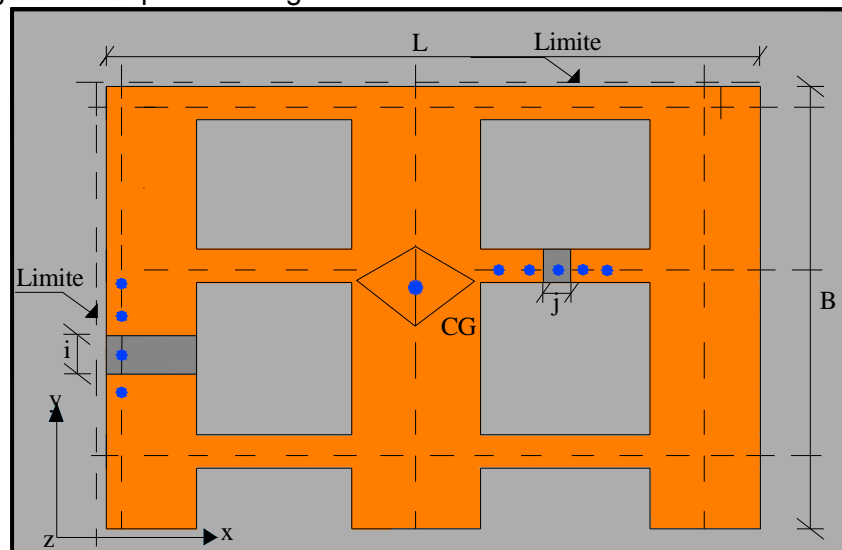


Figura [4.17.]- Vigas en dos direcciones en planta
(Fuente: Elaboración propia)

Para el diseño de las vigas de fundación en dos direcciones, estas deben estar conectadas a través de vigas de sección rectangular, T invertida, o de vigas de sección L, para de esta forma garantizar que la fundación sea una sola como se muestra en la figura [4.17] y evitar asentamientos o rotaciones diferenciales considerables.



Como en el caso de vigas de fundación en una dirección, los emparrillados presentan la ventaja adicional de ser menos sensibles que las zapatas aisladas a la existencia imprevista de oquedad o defecto local aislado del terreno.

Siempre que sea posible, sobre todo en vigas flexibles, interesa disponer de un volado, aunque en este caso ello no resulta posible en las vigas que acometen a límites de propiedad.

4.6. MÉTODOS DE DISEÑO DE VIGAS DE FUNDACIÓN EN DOS DIRECCIONES

En este tipo de vigas se presenta la misma clasificación detallada en vigas de fundación en una dirección, como son: El método rígido y el método flexible.

4.6.1. DISEÑO DE VIGAS DE FUNDACIÓN EN DOS DIRECCIONES POR EL MÉTODO RÍGIDO CONVENCIONAL

En este caso se entiende que todas las vigas en ambos sentidos son rígidas y la fundación es asumida infinitamente rígida y por tanto indeformable, de manera que bajo la acción de las cargas desciende sin deformar al terreno.

Para el diseño de vigas de fundación en dos direcciones por el método convencional rígido se debe seguir los siguientes pasos:

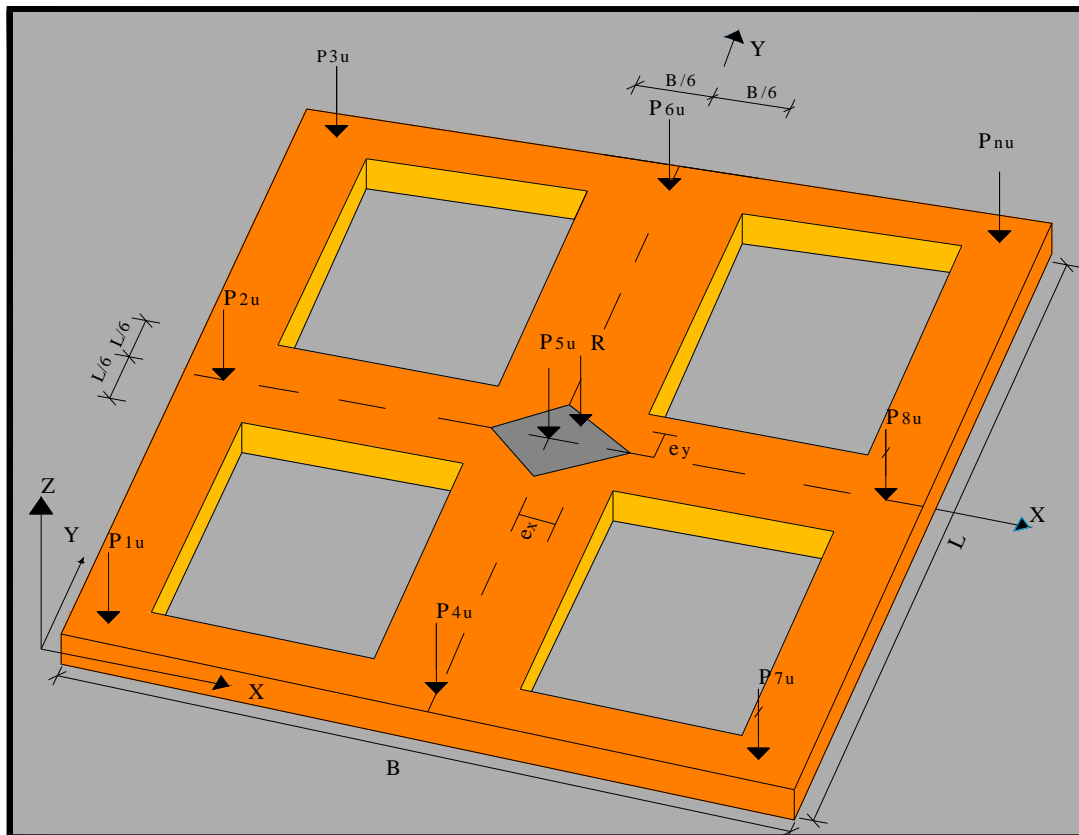


Figura [4.18.] -Vigas de fundación en dos direcciones
(Fuente: Elaboración propia)



PROCEDIMIENTO

4.6.1.1. Dimensionamiento en planta

Para el dimensionamiento en planta se debe seguir el mismo procedimiento que para vigas en una dirección. Entonces ubicar el punto de aplicación de la resultante, para cumplir con este objetivo se deberá calcular previamente las coordenadas (x_G, y_G) del centro de gravedad mostrada en la figura [4.18], para dicho cálculo se puede aplicar el teorema de Steiner si es una superficie irregular.

Determinar la magnitud de la resultante de la carga total de las columnas con la siguiente ecuación:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i \quad \text{Ec. (4.38)}$$

Donde: $P_i = D + L$

Si la sección es simétrica (rectangular), entonces las coordenadas del centro de gravedad están dadas por:

$$x_G = \frac{L}{2} \quad \text{Ec. (4.39)}$$

$$y_G = \frac{B}{2} \quad \text{Ec. (4.40)}$$

Una vez encontrada la magnitud de la resultante “R”, hallar el punto de aplicación de la misma a través de la sumatoria de momentos, mediante las ecuaciones detalladas a continuación:

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot x_i \quad \text{Ec. (4.41)}$$

$$R \cdot y_R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot y_i \quad \text{Ec. (4.42)}$$

Posteriormente se procede a calcular las excentricidades observadas en la figura [4.18].

$$e_x = |x_R - x_G| \quad \text{Ec. (4.43)}$$

$$e_y = |y_R - y_G| \quad \text{Ec. (4.44)}$$

Donde: e_x, e_y = Excentricidad de la resultante “R” vertical con respecto al eje centroidal.

Luego verificar que la resultante “R” esté dentro del núcleo central y cumpla con las condiciones admisibles.

$$e_x \leq \frac{L}{6} \quad \text{Ec. (4.45)}$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \quad \text{Ec. (4.46)}$$

Entonces si se verifica las condiciones admisibles la fundación, cumple con las condiciones de volteo.



Nota.- Lo ideal en vigas de fundación en dos direcciones sería que el centro de gravedad de toda la estructura coincidiera con el punto de aplicación de la resultante. Para cumplir con este objetivo se debe jugar con las dimensiones de la estructura, es decir, con la geometría en planta de las fundaciones hasta que la resultante esté dentro del núcleo central.

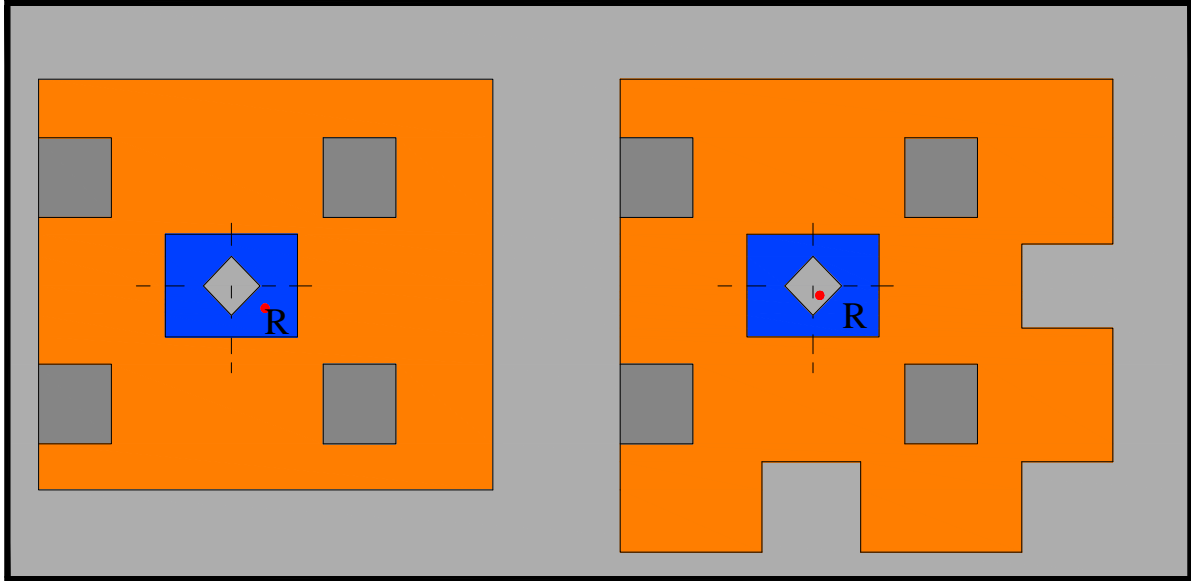


Figura [4.19.]- Modificación de la fundación para que “R” esté dentro del núcleo central
(Fuente: Elaboración propia)

4.6.1.2. Análisis de presiones

Encontrar la presión del suelo para varios puntos de la viga de fundación en dos direcciones.

$$q = \frac{R}{A_z} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \quad \text{Ec. (4.47)}$$

Donde:

A_z = Área de la fundación en contacto con el suelo

M_x, M_y = Momento de la resultante R con respecto al eje X, Y respectivamente

I_x, I_y = Momento de Inercia con respecto al eje X, Y.

x, y = Coordenadas donde se requiere la presión “q” (locales).

$$M_x = R \cdot e_y \quad \text{Ec. (4.48)}$$

$$M_y = R \cdot e_x \quad \text{Ec. (4.49)}$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} \quad \text{Ec. (4.50)}$$

$$I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} \quad \text{Ec. (4.51)}$$



Remplazando los valores de las ecuaciones (4.48), (4.49), (4.50), (5.51), en la ecuación principal (4.47) se obtiene la ecuación (4.52):

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot y}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot x}{L^2} \right] \quad \text{Ec. (4.52)}$$

Cabe recalcar que se debe realizar el cálculo de presiones en muchos puntos del sistema o de las vigas en dos direcciones, es decir en "m" puntos, también obtener la presión bajo cada columna, donde la presión en cualquier punto debe ser menor a la presión neta admisible.

$$q < q_a \quad \text{Ec. (4.53)}$$

Al cumplir la relación anterior se verifica con la condición de hundimiento.

4.6.1.3. Dimensionamiento en elevación de las zapatas de todas las vigas.

Asumir el canto útil "d" para todas las zapatas de las vigas.

Verificar las tres condiciones para el dimensionamiento en elevación, estas condiciones al igual que en el caso de vigas en una dirección son:

- Verificación a corte por flexión.
- Cálculo del refuerzo de acero por flexión en las zapatas.
- Verificación por adherencia.(Anexo C)

4.6.1.4. Análisis de esfuerzos en la viga

Una vez introducido todo el modelo al programa "SAP-2000", con todos los datos obtenidos de la modelación, se tiene como respuesta los diagramas de corte, momento flector y momento torsor.

Al igual que en el caso de vigas en una dirección con los diagramas obtenidos del programa se debe calcular los refuerzos de acero requeridos en cada viga, además del acero para las vigas secundarias de corte por flexión y torsión.

4.6.1.5. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en las vigas

Calcular el refuerzo de acero en las vigas principales como también para las vigas secundarias con los momentos obtenidos del análisis de esfuerzos.

Verificar que los aceros obtenidos son mayores al mínimo caso contrario utilizar el más desfavorable.

4.6.1.6. Cálculo del refuerzo de acero por corte en las vigas

Al igual que para vigas en una dirección el reglamento permite diseñar a corte con el esfuerzo obtenido del diagrama de corte situado a una distancia d de la cara de la columna y de esa manera obtener los estribos por corte en las vigas principales y secundarias.



4.6.1.7. Cálculo del refuerzo de acero por torsión en las vigas secundarias

Para este cálculo se debe cumplir con la relación mostrada a continuación:

$$M_{\text{torsor}} \leq M_{\text{torsor admisible}} \quad \text{Ec. (4.54)}$$

En caso de no cumplir con la ecuación (4.54) se puede contrarrestar el esfuerzo por torsión con las siguientes posibilidades:

- Aumentando el acero longitudinal.
- Aumentando acero de estribo.
- O finalmente aumentando la sección de concreto.

★ El más conveniente es aumentar el acero de estribo.

4.6.2. DISEÑO DE VIGAS DE FUNDACIÓN EN DOS DIRECCIONES POR EL MÉTODO FLEXIBLE O SOBRE LECHO ELÁSTICO

En el método flexible el suelo se asume al igual que para el caso de vigas en una dirección equivalente a un número infinito de resortes elásticos, *figura [4.20]*. Con cargas puntuales que transmiten las columnas a las fundaciones. Este método de diseño es más exacto en sus soluciones y más económico.

Este difiere del método anterior rígido en la forma de obtención de los esfuerzos de la fundación.

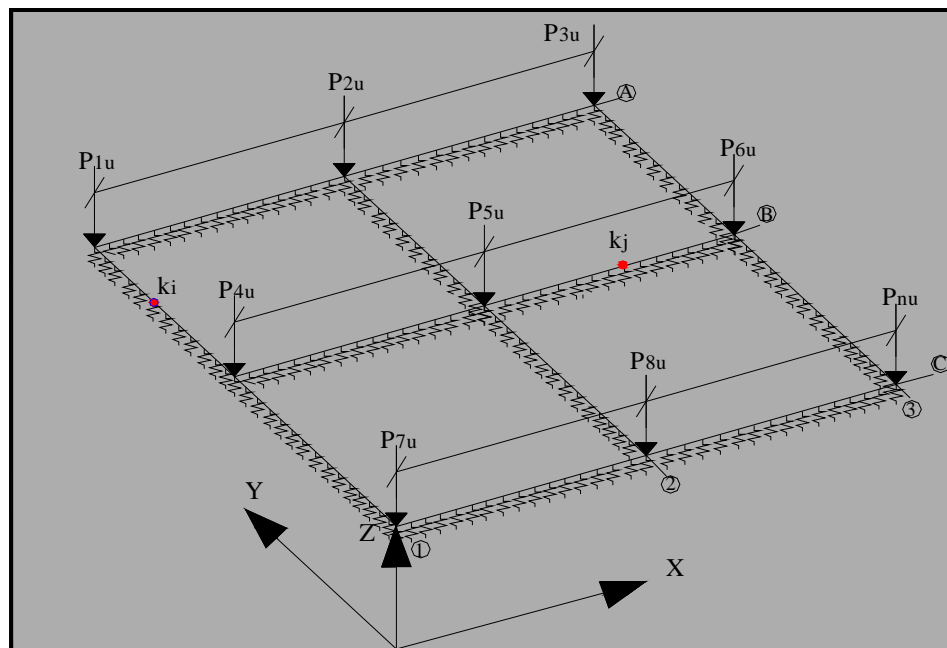


Figura [4.20.] - Resortes elásticos en el método flexible
(Fuente: Elaboración propia)



PROCEDIMIENTO

4.6.2.1. Dimensionamiento en planta

El dimensionamiento en planta es el mismo que para el método rígido, como es el cálculo de las coordenadas del centro de gravedad, las coordenadas del punto de aplicación de la resultante, el cálculo de las excentricidades y la verificación para que “R” se encuentre dentro del núcleo central caso contrario se debe modificar la planta de fundación hasta que “R” esté dentro del tercio medio.

4.6.2.2. Dimensionamiento en elevación de las zapatas de todas las vigas.

Al igual que para el anterior método asumir “d” canto útil para toda la zapata, para posteriormente seguir con las verificaciones ya mencionadas:

- Verificación a corte por flexión.
- Cálculo del refuerzo de acero por flexión en las zapatas.
- Verificación por adherencia (ver Anexo C).

4.6.2.3. Análisis de esfuerzos del emparrillado

Para cada nodo igual que para vigas en una dirección se encontrará las constantes de los elementos elásticos ver *figura [4.22]*, las constantes se encuentran multiplicando el área de influencia de un punto de la fundación por el coeficiente de balasto.

$$k_i = K_s \cdot A_{\text{inf } i} \quad \text{Ec. (4.55)}$$

$$k_j = K_s \cdot A_{\text{inf } j}$$

Estos valores se deben introducir al programa computacional “SAP” u otro programa estructural, para obtener los diagramas de momento flector, momento torsor y los esfuerzos de corte en todas las vigas.

Una vez conseguidos los diagramas de corte, momento flector y momento torsor. Se procede a calcular acero por flexión, corte y torsión en las vigas al igual que en el método anterior y/o igual que en el caso de vigas en una dirección.

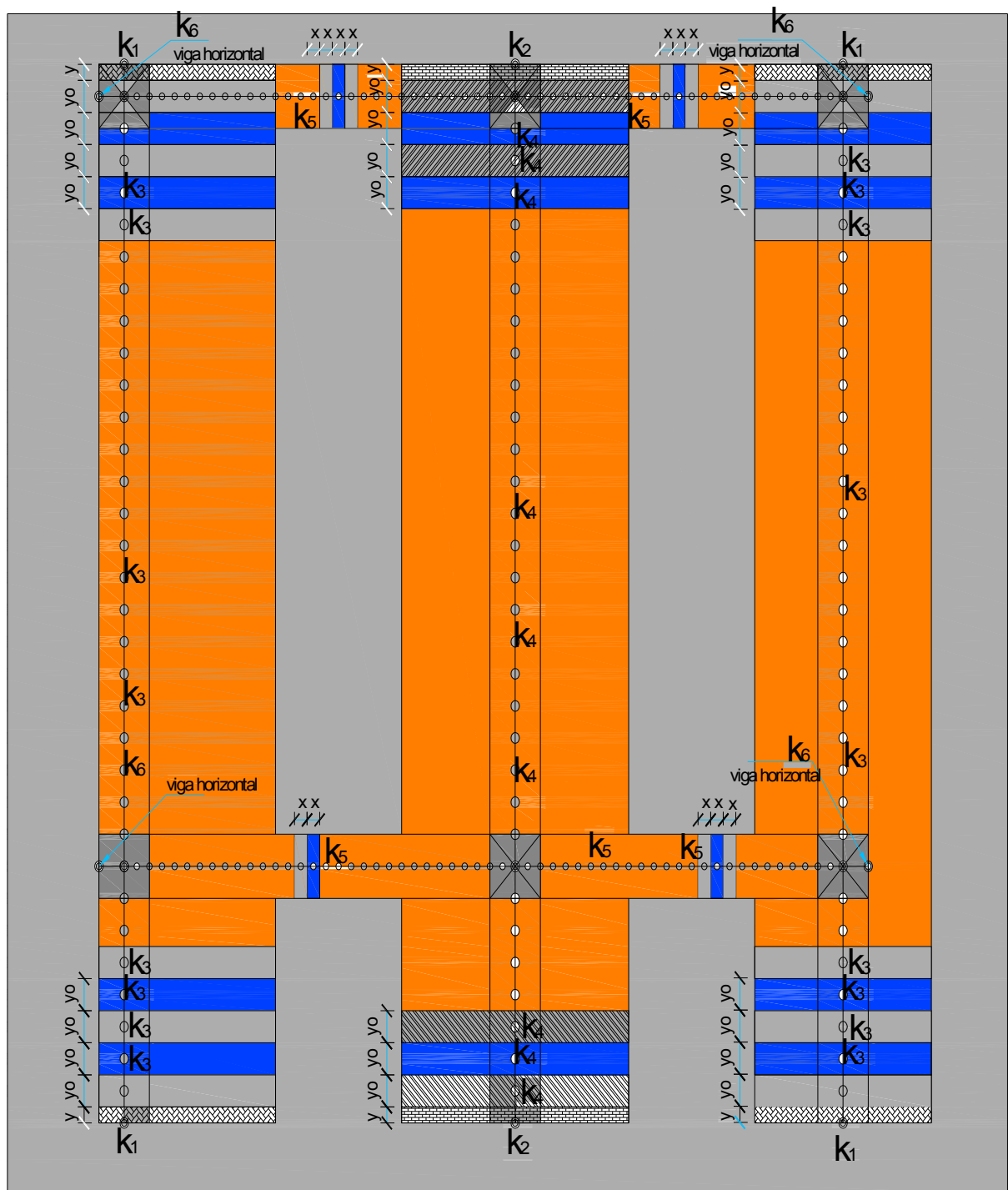
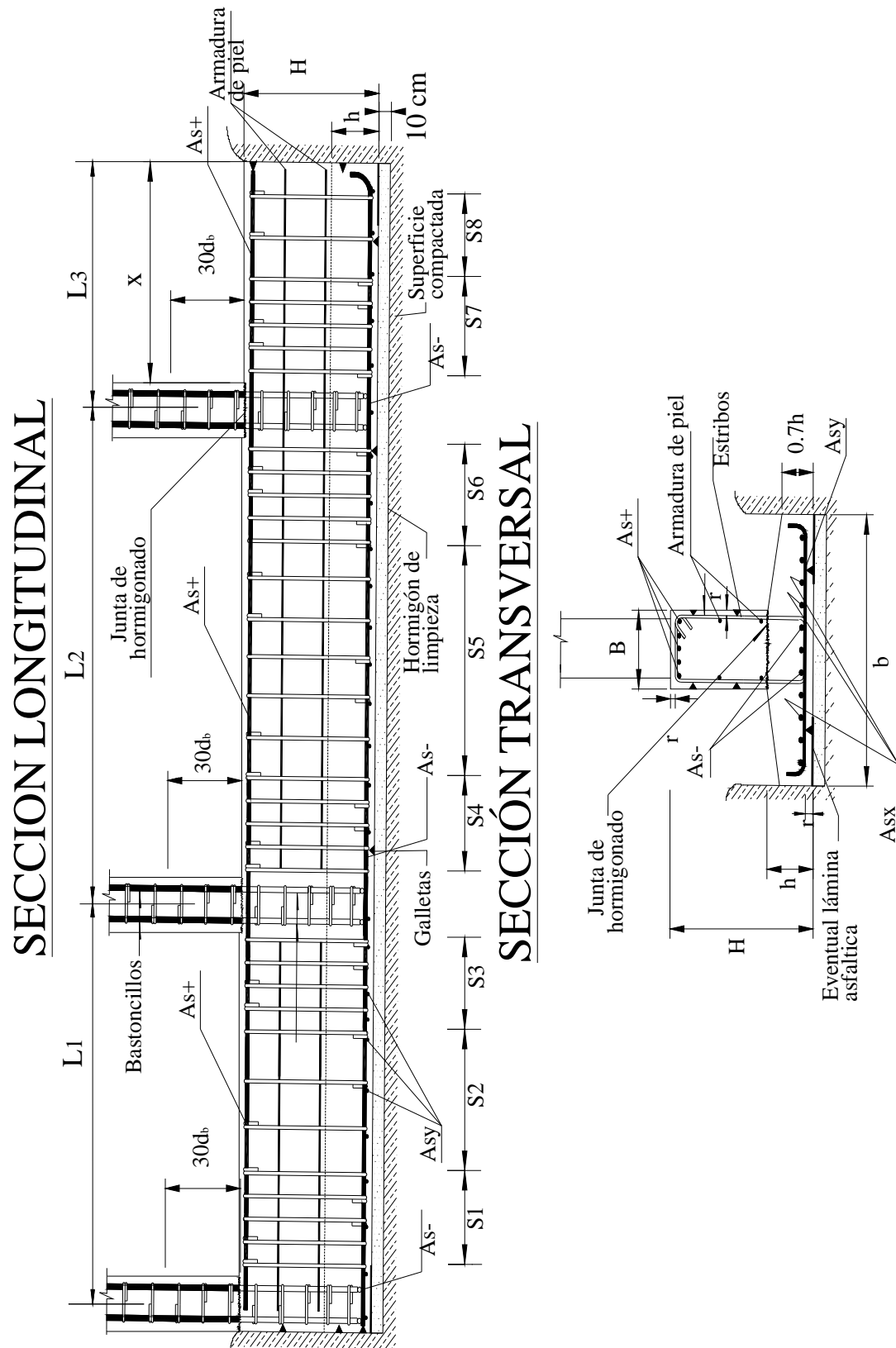


Figura [4.21.] Modelo estructural para el análisis de esfuerzos
(Fuente: Elaboración propia)



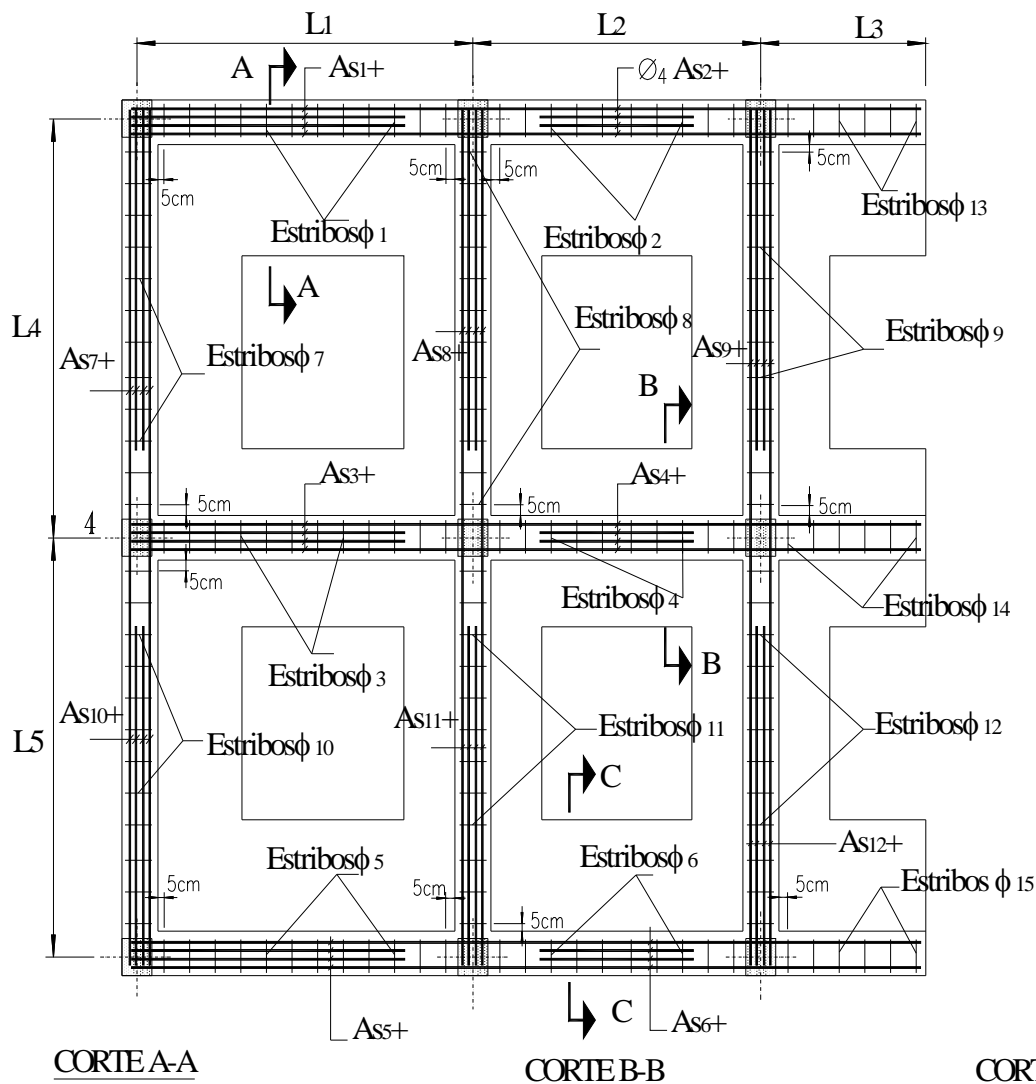
4.7. DETALLE DE ARMADO DE LA VIGA EN UNA DIRECCIÓN





4.8. DETALLE DE ARMADO DE LA VIGA EN DOS DIRECCIONES

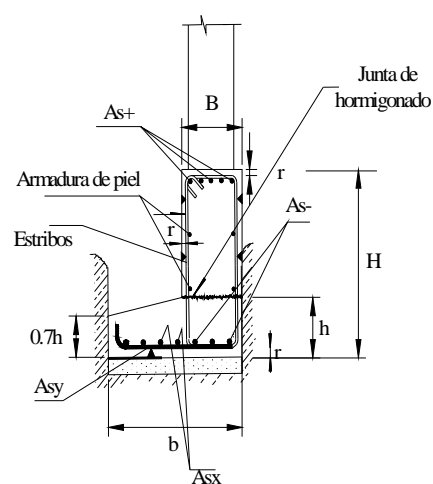
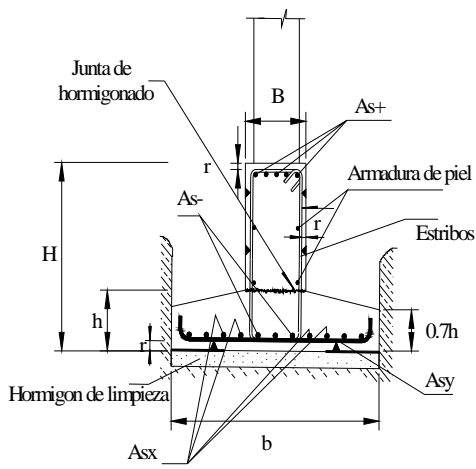
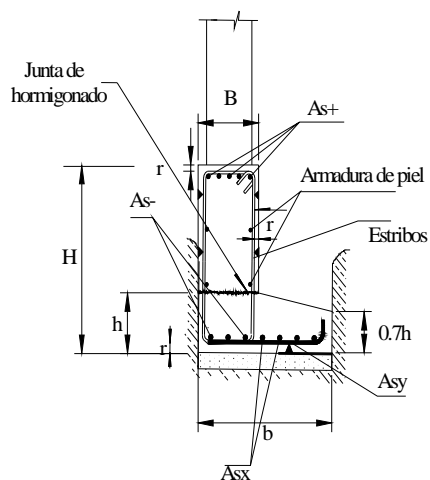
PLANTA - ARMADURA DE CARA SUPERIOR



CORTE A-A

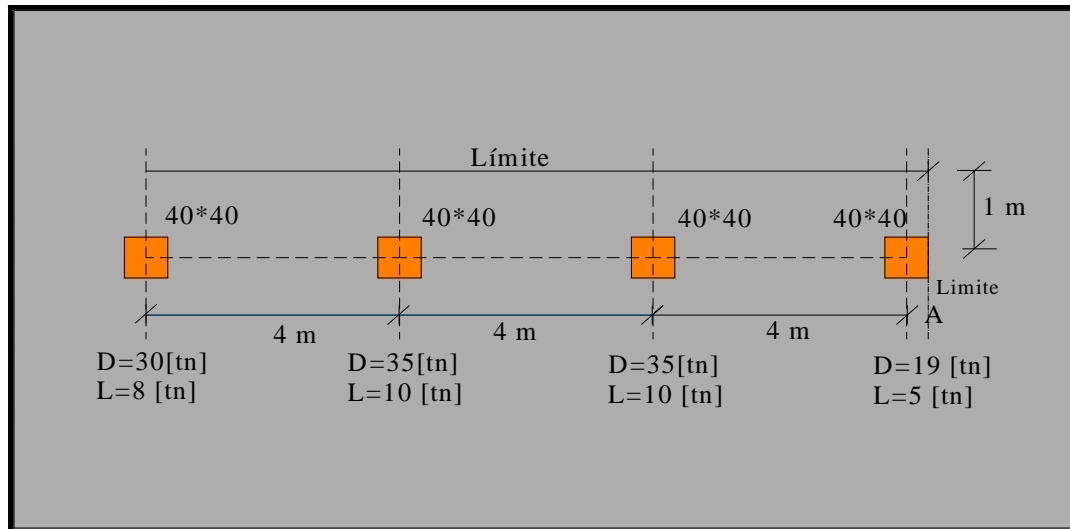
CORTE B-B

CORTE C-C





4.9. EJERCICIOS RESUELTOS



Ejercicio 4.9.1. Determinar la altura mínima de la viga de fundación

Datos: $f_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$r_{zap} = 5 \text{ [cm]}$

$q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Paso 1.-Dimensionamiento en planta

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = [(38) + (45) + (45) + (24)] = 152 \text{ [tn]}$$

$$R_u = \sum_{i=1}^n P_u = (1.2 \cdot \sum_{i=1}^n D) + (1.6 \cdot \sum_{i=1}^n L) = (1.2 \cdot (30 + 35 + 35 + 19)) + (1.6 \cdot (8 + 10 + 10 + 5)) = 195.6 \text{ [tn]}$$

Determinar la longitud de la viga "L"

$$\sum M_A = R \cdot \frac{L}{2} = 24 \cdot (0.2) + 45 \cdot (4.2) + 45 \cdot (8.2) + 38 \cdot (12.2) = 152 \cdot \frac{L}{2} \Leftrightarrow L = 13.51 \text{ [m]} \cong 13.51 \text{ [m]}$$

Luego calcular el valor de X: $X = L - \sum e_x = 13.51 - 12.2 = 1.31 \text{ [m]}$

Una vez determinado la longitud de la viga de fundación, determinar el ancho de la fundación.

$$q = \frac{R}{b \cdot L}$$

Despejando el valor de b se tendrá:

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \Rightarrow b = \frac{152 \text{ [tn]}}{10 \text{ [tn/m}^2\text{]} \cdot 13.51 \text{ [m]}} = 1.13 \cong 1.13 \text{ [m]}$$

Usar: $b = 1.13 \text{ [m]}$ y $L = 13.51 \text{ [m]}$

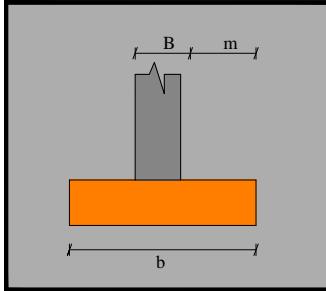


Luego determinará el valor de la presión neta última que la fundación transmite al suelo q_u :

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \Rightarrow \frac{195.6}{1.13 \cdot 13.51} = 12.81 [tn/m] \Rightarrow 1.28 [kg/m]$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación

➤ Verificación a corte por flexión



Para el dimensionamiento a corte por flexión primero hallar m :

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{1.13 - 0.4}{2} = 0.365 [m] \cong 36.5 [cm]$$

Posteriormente determinar el valor la presión última neta por unidad de longitud q_y

$$q_y = q_u \cdot 1 = 1.28 \cdot 100 = 128 [kg/cm] \text{ Metro de ancho (siempre)}$$

Luego determinar la tensión cortante de diseño como se muestra a continuación:

$$V_y = q_y \cdot (m - d) = 128 \cdot (36.5 - d)$$

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{128 \cdot (36.5 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

Para calcular el valor del canto útil mínimo se puede igualar ambas ecuaciones como se muestra a continuación:

$$v_u = v_c$$

Entonces se tendrá que:

$$\frac{128 \cdot (36.5 - d_{\min})}{0.75 \cdot 100 \cdot d_{\min}} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

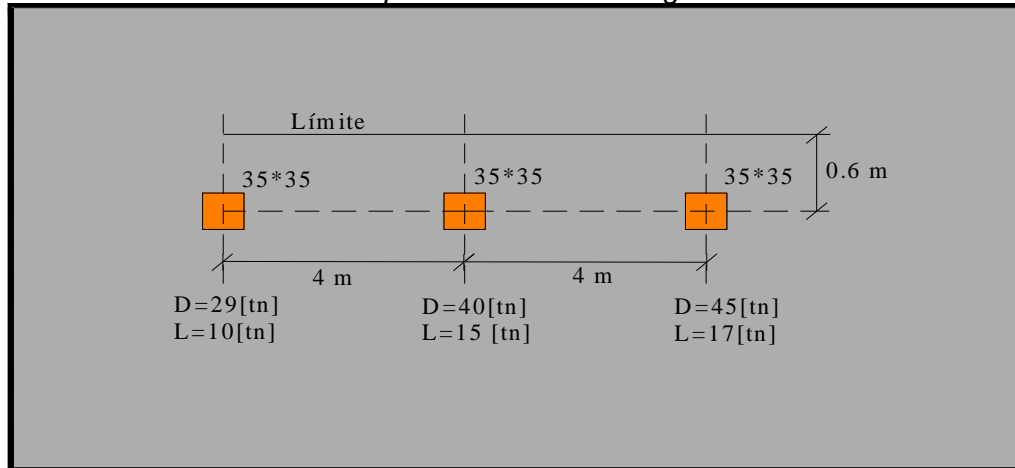
De donde:

$$d_{\min} = 6.64 [cm]$$

Entonces la altura mínima de la viga de fundación es:

$$h_{\min} = d_{\min} + r_{zap} = 6.64 + 5 = 11.64 [cm]$$

$$h_{\min} = 11.64 [cm]$$

**Ejercicio 4.9.2.** Determinar el espesor mínimo de la viga de fundación

Datos: $f_c = 180 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $r_{zap} = 6 \text{ [cm]}$
 $q_a = 1.1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Paso 1.-Dimensionamiento en planta

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = [(39) + (55) + (62)] = 156 \text{ [tn]}$$

$$R_u = \sum_{i=1}^n P_u = (1.2 \cdot \sum_{i=1}^n D) + (1.6 \cdot \sum_{i=1}^n L) = (1.2 \cdot (29 + 40 + 45)) + (1.6 \cdot (10 + 15 + 17)) = 204 \text{ [tn]}$$

Determinar la longitud de la viga "L"

$$\sum M_A = R \cdot \frac{L}{2} = 39 \cdot (0.175) + 55 \cdot (4.175) + 62 \cdot (8.175) = 156 \cdot \left(\frac{L}{2}\right) \Leftrightarrow L = 9.53 \text{ [m]}$$

Luego se procede a calcular el valor de X: $X = L - \sum e_x = 9.53 - 8.175 = 1.355 \text{ [m]}$

Una vez determinado la longitud de la viga de fundación, se procede a calcular el ancho de la fundación.

$$q = \frac{R}{b \cdot L}$$

Despejando el valor de b se tendrá que:

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \Rightarrow b = \frac{156 \text{ [tn]}}{11 \text{ [tn/m}^2\text{]} \cdot 9.53 \text{ [m]}} = 1.488 \text{ [m]}$$

El ancho de la fundación determinada $b = 1.488 \text{ [m]}$; excede del límite de propiedad, así que se debe asumir $b = 1.20 \text{ [m]}$ y calcular con esta la nueva longitud de nuestra viga.

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \Rightarrow 1.20 = \frac{156}{11 \cdot L} \Rightarrow L = 11.82 \text{ [m]}$$

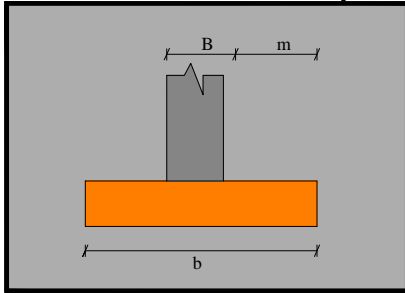


Posteriormente determinará el valor de la presión neta última que la fundación transmite al suelo denotado por q_u :

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \Rightarrow \frac{206}{1.2 \cdot 11.82} = 14.4 [tn/m] \Rightarrow 1.44 [kg/m]$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación

➤ Verificación a corte por flexión



Primero hallar el valor de m :

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{1.20 - 0.35}{2} = 0.425 [m] \cong 42.5 [cm]$$

Posteriormente determinar el valor la presión última por unidad de longitud q_y

$$q_y = q_u \cdot 1 = 1.44 \cdot 100 = 144 [kg/cm] \text{ Metro de ancho (siempre)}$$

Luego determinar la tensión cortante de diseño como se muestra a continuación:

$$V_y = q_y \cdot (m - d) = 144 \cdot (42.5 - d)$$

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{144 \cdot (42.5 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.53 \cdot \sqrt{180}$$

Para calcular el valor del canto útil mínimo se puede igualar ambas ecuaciones como se muestra a continuación:

$$v_u = v_c$$

Remplazando se tendrá:

$$\frac{144 \cdot (42.5 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d} = 0.53 \cdot \sqrt{180}$$

De donde:

$$d_{\min} = 9.03 [cm]$$

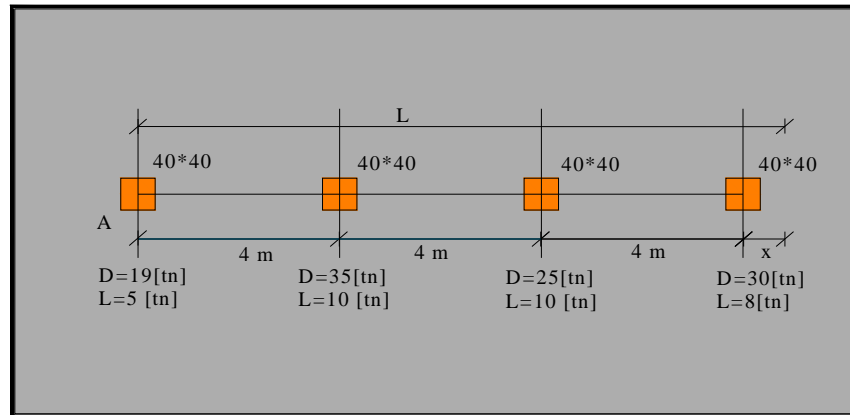
Entonces el espesor mínimo de la viga de fundación es:

$$h_{\min} = d_{\min} + r_{zap} = 9.03 + 6 = 15.03 [cm]$$

$$h_{\min} = 15.03 [cm]$$



Ejercicio 4.9.3. Determinar canto útil mínimo de diseño de la viga.



Datos: $f_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $r_{zap} = 5 \text{ [cm]}$
 $q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Paso1.-Dimensionamiento en planta

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = [(24) + (45) + (35) + (38)] = 142 \text{ [tn]}$$

$$R_u = \sum_{i=1}^n P_u = (1.2 \cdot \sum_{i=1}^n D) + (1.6 \cdot \sum_{i=1}^n L) = (1.2 \cdot (19 + 35 + 25 + 30)) + (1.6 \cdot (5 + 10 + 10 + 8)) = 183.6 \text{ [tn]}$$

Determinar la longitud de la viga "L"

$$\sum M_A = R \cdot \frac{L}{2} = 24 \cdot (0.2) + 45 \cdot (4.2) + 35 \cdot (8.2) + 38 \cdot (12.2) = 142 \cdot \frac{L}{2} \Leftrightarrow L = 13.30 \text{ [m]} \cong 1330.14 \text{ [cm]}$$

Luego se procede a calcular el valor de X: $X = L - \sum e_x = 13.31 - 12.2 = 1.11 \text{ [m]}$

Una vez determinada la longitud de la viga de fundación, se procede a determinar el ancho de la fundación.

$$q = \frac{R}{b \cdot L}$$

Despejando el valor de b se tendrá que:

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \Rightarrow b = \frac{142 \text{ [tn]}}{10 \text{ [tn/m}^2\text{]} \cdot 13.31 \text{ [m]}} = 1.067 \text{ [m]}$$

Usar: $b = 1.067 \text{ [m]}$ y $L = 13.31 \text{ [m]}$

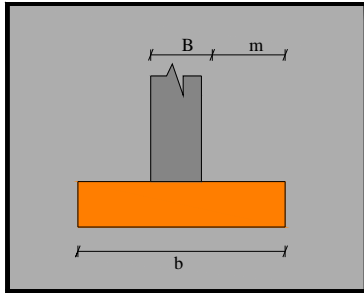
Posteriormente teniendo la sección de la viga de fundación se determinará el valor de la presión neta última que la fundación transmite al suelo:

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \Rightarrow \frac{183.60}{1.067 \cdot 13.31} = 12.93 \text{ [tn/m]} \Rightarrow 1.29 \text{ [kg/m]}$$



Paso 2.- Dimensionamiento en elevación

➤ Verificación a corte por flexión



Calcular el valor de m :

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{1.067 - 0.4}{2} = 0.334[m] = 33.4[cm]$$

Posteriormente determinar el valor la presión última por unidad de longitud q_y

$$q_y = q_u \cdot 1 = 1.29 \cdot 100 = 129[kg/cm] \text{ Metro de ancho (siempre)}$$

Luego determinar la tensión cortante de diseño como se muestra a continuación:

$$v_y = q_y \cdot (m - d) = 129 \cdot (33.4 - d)$$

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{129 \cdot (33.4 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d}$$

Esta última ex presión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

Para calcular el valor del canto útil mínimo se puede igualar ambas ecuaciones como se muestra a continuación:

$$v_u = v_c$$

Donde remplazando se tendrá que:

$$\frac{129 \cdot (33.4 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

De donde el canto útil mínimo de la fundación es:

$$d_{\min} = 6.11[cm]$$

El valor mínimo del canto útil para el diseño de zapatas según código ACI es 15 cm. si es menor asumir 15 cm.

$$\Rightarrow d_{\min} = 15[cm]$$

$$d_{\min} = 15[cm]$$

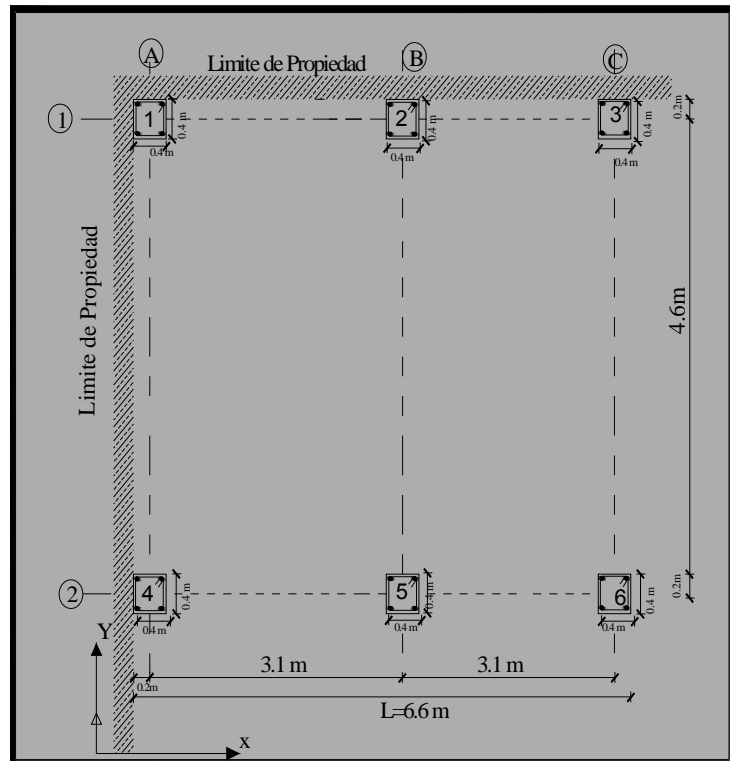


Ejemplo 4.9.4. Calcular el canto mínimo de las vigas principales

Datos: $f_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $r_{zap} = 5 \text{ [cm]}$
 $q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Cargas:

$P_1 = 25 \text{ [tn]}$
 $P_{1u} = 38 \text{ [tn]}$
 $P_2 = 30 \text{ [tn]}$
 $P_{2u} = 46 \text{ [tn]}$
 $P_3 = 43 \text{ [tn]}$
 $P_{3u} = 66 \text{ [tn]}$
 $P_4 = 30 \text{ [tn]}$
 $P_{4u} = 46 \text{ [tn]}$
 $P_5 = 45 \text{ [tn]}$
 $P_{5u} = 70 \text{ [tn]}$
 $P_6 = 65 \text{ [tn]}$
 $P_{6u} = 98 \text{ [tn]}$



Paso 1.-Dimensionamiento en planta

➤ **Calcular las dimensiones en planta de la zapata.**

Para el eje A:

Determinar la longitud de la viga "L"

$$\sum M_A = R \cdot \frac{L}{2} = 25 \cdot (0.2) + 30 \cdot (4.8) = 55 \cdot \frac{L}{2} \Leftrightarrow L = 5.42 \text{ [m]} \cong 5.45 \text{ [m]}$$

Luego calcular el valor de X: $X = L - \sum e_x = 5.45 - 4.8 = 0.65 \text{ [m]}$

Una vez determinada la longitud de la viga de fundación, determinar el ancho de la fundación.

Despejando el valor de b se tendrá que:

$$q = \frac{R}{b \cdot L} \Rightarrow b = \frac{R}{q_a \cdot L} = \frac{55 \text{ [tn]}}{10 \text{ [tn/m}^2\text{]} \cdot 5.45 \text{ [m]}} = 1.1 \text{ [m]}$$

Usar: $b = 1.1 \text{ [m]}$ y $L = 5.45 \text{ [m]}$

**Para el eje B**

Determinar la longitud de la viga "L"

$$\sum M_A = R \cdot \frac{L}{2} = 30 \cdot (0.2) + 45 \cdot (4.8) = 75 \cdot \left(\frac{L}{2} \right) \Leftrightarrow L = 5.92[m] \equiv 5.95[m]$$

Luego calcular el valor de X: $X = L - \sum e_x = 5.95 - 4.8 = 1.15[m]$

Una vez determinada la longitud de la viga de fundación, determinar el ancho de la fundación.

Despejando el valor de b se tendrá que: $q = \frac{R}{b \cdot L}$

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \Rightarrow b = \frac{75[tn]}{10[tn/m^2] \cdot 5.95[m]} = 1.3[m]$$

Usar: $b = 1.30[m]$ y $L = 5.95[m]$

Para el eje C

Determinar la longitud de la viga "L"

$$\sum M_A = R \cdot \frac{L}{2} = 43 \cdot (0.2) + 65 \cdot (4.8) = 108 \cdot \left(\frac{L}{2} \right) \Leftrightarrow L = 5.94[m] \equiv 5.95[m]$$

Luego calcular el valor de X: $X = L - \sum e_x = 5.95 - 4.8 = 1.15[m]$

Una vez determinada la longitud de la viga de fundación, a determinar el ancho de la fundación.

Despejando el valor de b se tendrá que: $q = \frac{R}{b \cdot L}$

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \Rightarrow b = \frac{108[tn]}{10[tn/m^2] \cdot 5.95[m]} = 1.85[m]$$

Usar: $b = 1.85[m]$ y $L = 5.95[m]$

➤ **Posteriormente determinar las coordenadas de la resultante**

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = [(25) + (30) + (43) + (30) + (45) + (65)] = 238[tn]$$

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^6 P_i \cdot d_i$$

$$238 \cdot x_R = [(0.2 \cdot (25 + 30)) + (3.3 \cdot (30 + 45)) + (6.4 \cdot (43 + 65))]$$

$$x_R = \frac{949.7}{238} = 3.99[m]$$

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^6 P_i \cdot d_i$$

$$238 \cdot y_R = [(0.2 \cdot (25 + 30 + 43)) + (4.8 \cdot (30 + 45 + 65))]$$

$$y_R = \frac{691.5}{238} = 2.91[m]$$



➤ **Calcular las coordenadas del centro de gravedad**

➤ Como la sección es rectangular, entonces las coordenadas del centro de gravedad serán:
 $B = 5.95[m]$ y $L = 7.33[m]$

$$x_G = \frac{L}{2} = \frac{7.33}{2} \Rightarrow x_G = 3.66[m]$$

$$y_G = \frac{B}{2} = \frac{5.95}{2} \Rightarrow y_G = 2.975[m]$$

$B=5.95$ para lograr una uniformidad en la longitud de la zapata este valor es obtenido del dimensionamiento en planta realizado anteriormente.

Por lo tanto: $e_x = x_R - x_G = 3.99 - 3.66 \Rightarrow e_x = 0.33[m]$

$$e_y = y_R - y_G = 2.975 - 3.0 \Rightarrow e_y = -0.1[m]$$

Dimensiones del núcleo central:

$$\frac{L}{6} = \frac{7.33}{6} = 1.22[m] \quad Y \quad \frac{B}{6} = \frac{5.95}{6} = 1[m]$$

$$e_x \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.33 \leq 1.22 \quad ok$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \Rightarrow -0.1 \leq 1 \quad ok \quad \therefore \text{Se cumple con las condiciones de volteo.}$$

Paso2.-Análisis de presiones

Consecutivamente encontrar presión del suelo en algunos puntos de la viga de fundación.

$$q = \frac{R}{A_z} \pm \frac{M_x \cdot \bar{y}}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot \bar{x}}{I_y}$$

\pm Son signos \bar{x}, \bar{y} que se analiza desde el C.G.

$$M_x = R \cdot e_y \dots\dots\dots(1)$$

$$M_y = R \cdot e_x \dots\dots\dots(2)$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} \dots\dots\dots(3)$$

$$I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} \dots\dots\dots(4)$$

Remplazando los valores de las ecuaciones (1), (2), (3), (4), en la ecuación principal se obtiene la siguiente ecuación:

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot \bar{y}}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot \bar{x}}{L^2} \right] \quad \dots \text{ Todo respecto al C.G.}$$

Para el eje A:

$$q = \frac{55}{1.1 \cdot 5.95} \cdot \left[1 + \frac{12 \cdot 0.1 \cdot 3.0}{5.95^2} + \frac{12 \cdot 0.33 \cdot 2}{7.33^2} \right] = 10.004[tn/m^2]$$

$$q = 1[kg/cm^2] \leq q_a \Rightarrow ok \quad \therefore \text{Se cumple con las condiciones de hundimiento}$$



Para el eje B:

$$q = \frac{75}{1.3 \cdot 5.95} \cdot \left[1 + \frac{12 \cdot 0.1 \cdot 3.0}{5.95^2} + \frac{12 \cdot 0.33 \cdot 2}{7.33^2} \right] = 12.11 [tn/m^2]$$

$$q = 1.21 [kg/cm^2] \leq q_a \Rightarrow \text{No Cumple}$$

Aumentar el ancho de la zapata B=1.5m

$$q = \frac{75}{1.6 \cdot 6} \cdot \left[1 + \frac{12 \cdot 0.1 \cdot 3.0}{5.95^2} + \frac{12 \cdot 0.33 \cdot 2}{7.33^2} \right] = 9.8 [tn/m^2]$$

$$q = 0.98 [kg/cm^2] \leq q_a \Rightarrow \text{ok}$$

∴ Se cumple con las condiciones de hundimiento

Para el eje C:

$$q = \frac{108}{1.85 \cdot 5.95} \cdot \left[1 + \frac{12 \cdot 0.1 \cdot 3.0}{5.95^2} + \frac{12 \cdot 0.33 \cdot 2}{7.33^2} \right] = 12.26 [tn/m^2]$$

$$q = 1.23 [kg/cm^2] \leq q_a \Rightarrow \text{No Cumple}$$

Aumentar el ancho de la zapata B=2.5m

$$q = \frac{108}{2.5 \cdot 5.95} \cdot \left[1 + \frac{12 \cdot 0.1 \cdot 3.0}{5.95^2} + \frac{12 \cdot 0.33 \cdot 2}{7.33^2} \right] = 0.907 [tn/m^2]$$

$$q = 0.907 [kg/cm^2] \leq q_a \Rightarrow \text{ok} \therefore \text{Si cumple con las condiciones de hundimiento}$$

Posteriormente determinar el valor de la presión neta última que las fundaciones transmiten al suelo:

Para el eje A:

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \Rightarrow \frac{84}{1.1 \cdot 5.95} = 12.83 [tn/m] \Rightarrow 1.283 [kg/m]$$

Para el eje B:

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \Rightarrow \frac{116}{1.6 \cdot 5.95} = 12.18 [tn/m] \Rightarrow 1.22 [kg/m]$$

Para el eje C:

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \Rightarrow \frac{164}{2.5 \cdot 5.95} = 11.03 [tn/m] \Rightarrow 1.10 [kg/m]$$

Paso2.-Dimensionamiento en elevación

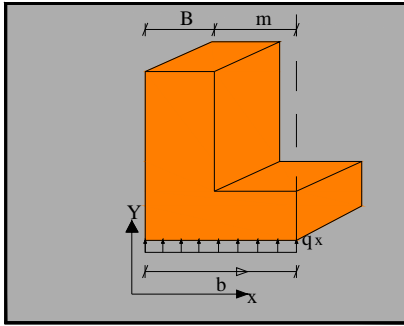
➤ Verificación a corte por flexión eje A

Para el dimensionamiento a corte por flexión primero hallar el valor de m:

$$m = b - B = 1.1 - 0.4 = 0.70 [m] \cong 70 [cm]$$



Posteriormente determinar el valor la presión última neta por unidad de longitud q_y :



$$q_y = q_u \cdot 1 = 1.28 \cdot 100 = 128 [\text{kg/cm}] \text{ Metro de ancho (siempre)}$$

Luego determinar la resistencia de diseño a cortante como se muestra a continuación:

$$v_y = q_y \cdot (m - d) = 128 \cdot (70 - d)$$

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{128 \cdot (70 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

Para calcular el valor del canto útil mínimo se puede igualar ambas ecuaciones como se muestra a continuación:

$$v_u = v_c$$

Donde al reemplazar se tendrá que:

$$\frac{128 \cdot (70 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

De donde el canto útil mínimo de la fundación es:

$$d_{\min} = 12.73 [\text{cm}]$$

Verificación a corte por flexión eje B

Para el dimensionamiento a corte por flexión primero hallar el valor de m :

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{1.60 - 0.4}{2} = 0.65 [\text{m}] \cong 65 [\text{cm}]$$

Posteriormente determinar el valor la presión última neta por unidad de longitud q_y :

$$q_y = q_u \cdot 1 = 1.22 \cdot 100 = 122 [\text{kg/cm}] \text{ Metro de ancho (siempre)}$$

Luego determinar la tensión cortante de diseño como se muestra a continuación:

$$V_y = q_y \cdot (m - d) = 122 \cdot (65 - d)$$

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{122 \cdot (65 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$



Para calcular el valor del canto útil mínimo se puede igualar ambas ecuaciones como se muestra a continuación:

$$v_u = v_c$$

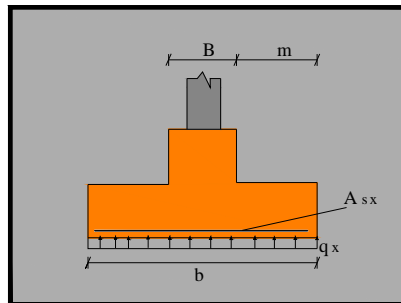
Donde al reemplazar se tendrá que:

$$\frac{122 \cdot (65 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

De donde el canto útil mínimo de la fundación es:

$$d_{\min} = 11.36[cm]$$

➤ **Verificación a corte por flexión eje C**



Para el dimensionamiento a corte por flexión primero hallar el valor de m :

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{2.50 - 0.4}{2} = 1.05[m] \cong 105[cm]$$

Posteriormente determinar el valor la presión última neta por unidad de longitud q_y :

$$q_y = q_u \cdot 1 = 1.10 \cdot 100 = 110[kg/cm] \text{ Metro de ancho (siempre)}$$

Luego determinar la tensión cortante de diseño como se muestra a continuación:

$$v_y = q_y \cdot (m - d) = 110 \cdot (105 - d)$$

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b \cdot d} = \frac{110 \cdot (105 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

Para calcular el valor del canto útil mínimo se puede igualar ambas ecuaciones como se muestra a continuación:

$$v_u = v_c$$

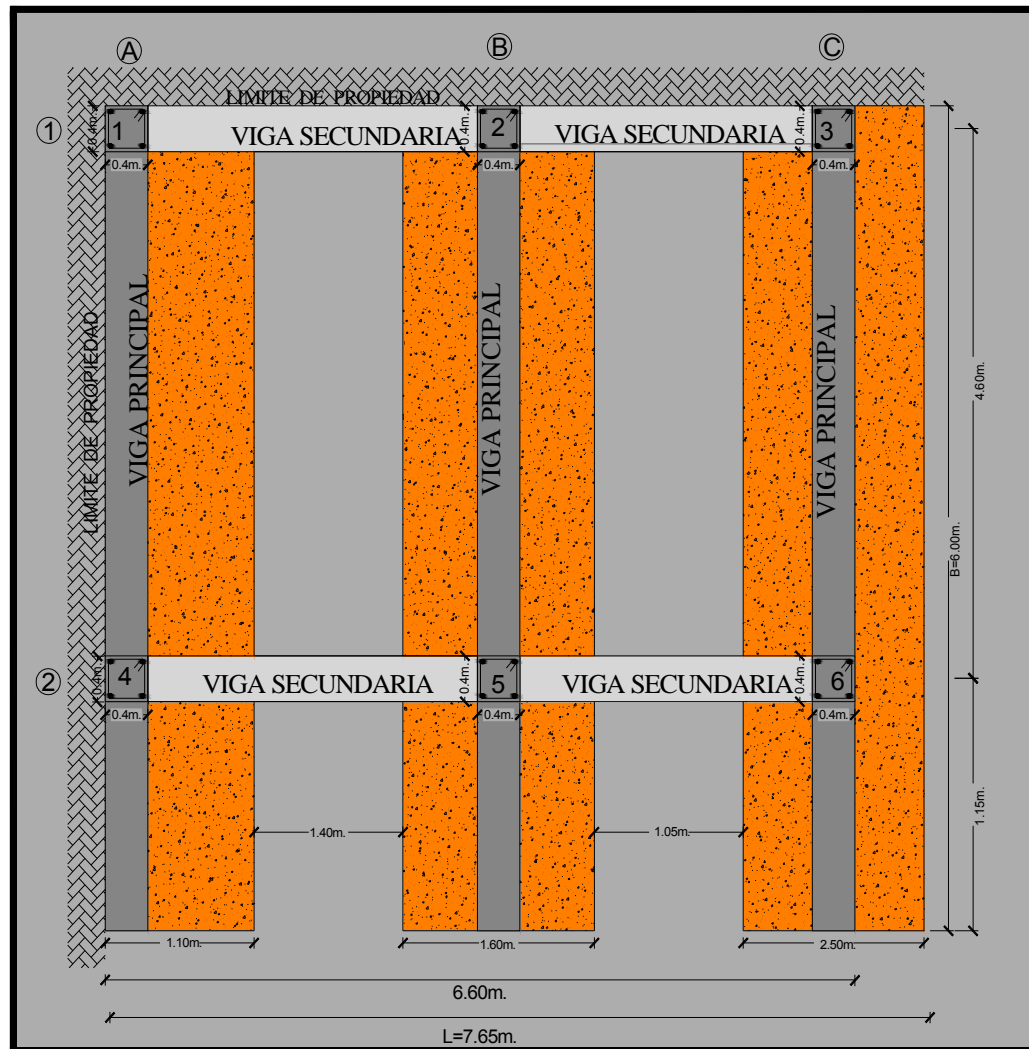


Donde al reemplazar se tendrá que:

$$\frac{110 \cdot (105 - d)}{0.75 \cdot 100 \cdot d} = 0.53 \cdot \sqrt{210}$$

De donde el canto útil mínimo de la fundación es:

$$d_{\min} = 16.84[cm]$$



Entonces el resumen de diseño es:

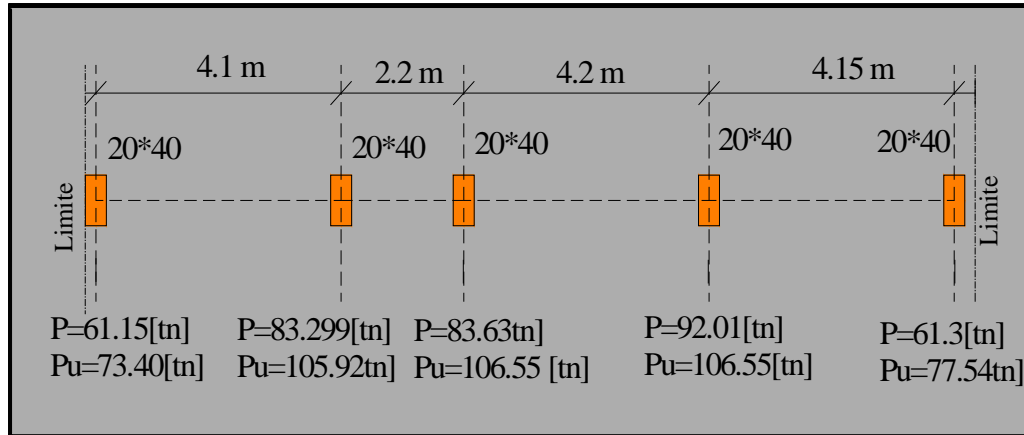
$d_{\min} = 12.73[cm]$ (Eje A)

$d_{\min} = 11.36[cm]$ (Eje B)

$d_{\min} = 16.84[cm]$ (Eje C)



4.10. EJERCICIOS PROPUESTOS



Ejercicio 4.10.1. Determinar el canto de diseño de la viga de fundación

Datos: $f_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

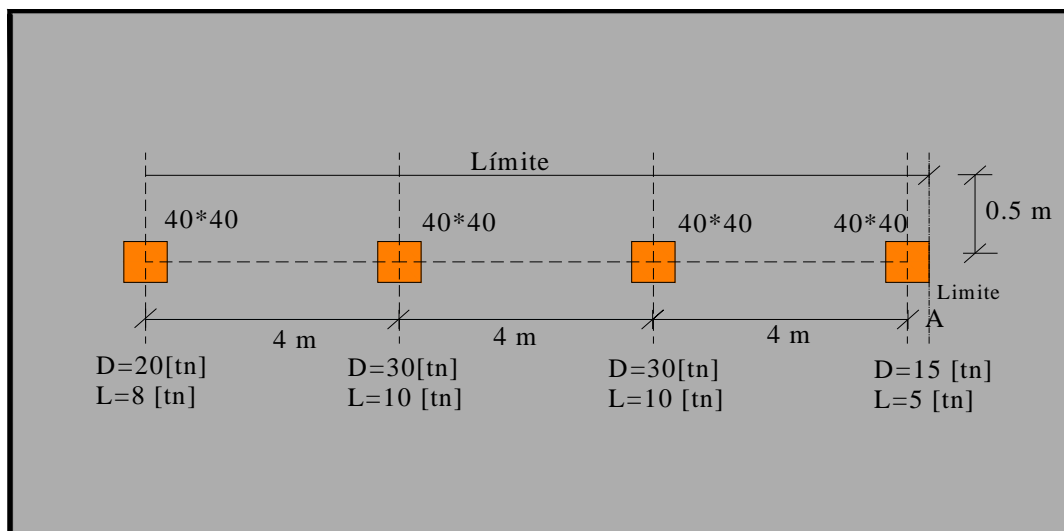
$r_{zap} = 7 \text{ [cm]}$

$q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$d = 20 \text{ [cm]}$$

Ejercicio 4.10.2. Determinar la altura mínima de la viga de fundación



Datos: $f_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$r_{zap} = 5 \text{ [cm]}$

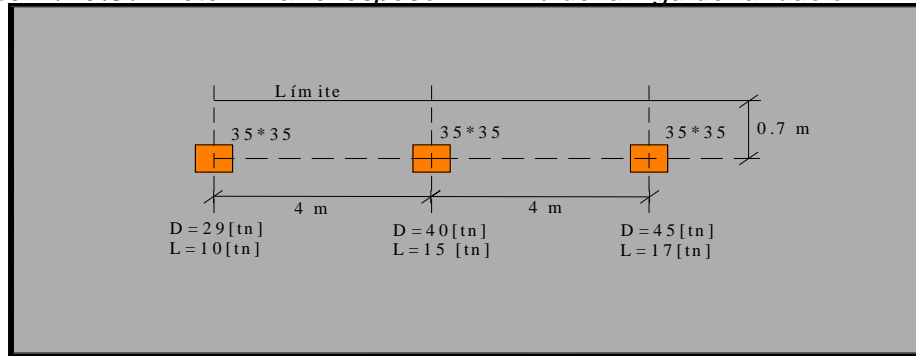
$q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$h_{\min} = 10.42 \text{ [cm]}$$



Ejercicio 4.10.3. Determinar el espesor mínimo de la viga de fundación

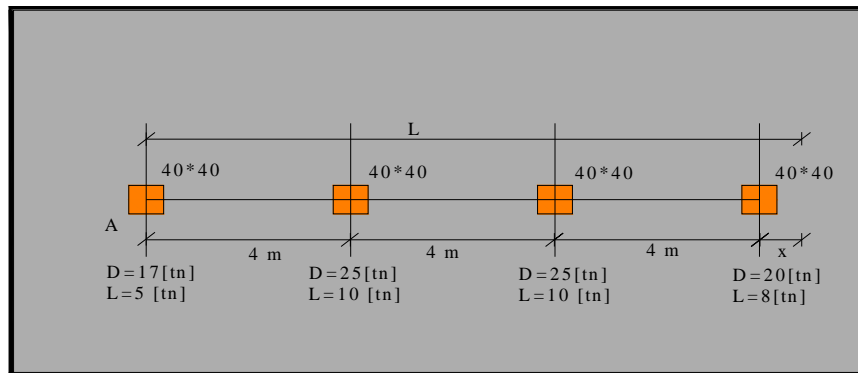


Datos: $f_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $r_{zap} = 7 \text{ [cm]}$
 $q_a = 1.1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$h_{\min} = 17.56 \text{ [cm]}$$

Ejercicio 4.10.4. Determinar canto útil mínimo de diseño de la viga.

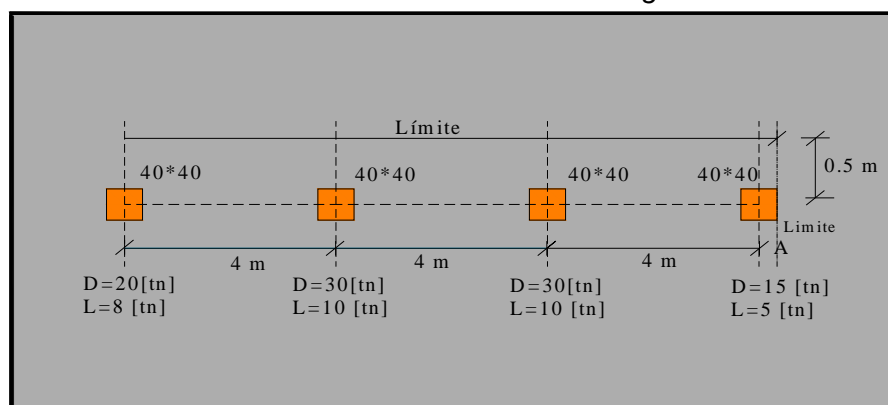


Datos: $f_c = 250 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $r_{zap} = 5 \text{ [cm]}$
 $q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$d_{\min} = 4.52 \text{ [cm]}$$

Ejercicio 4.10.6. Determinar el canto util mínima de la viga de fundación





Datos: $f_c = 180 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

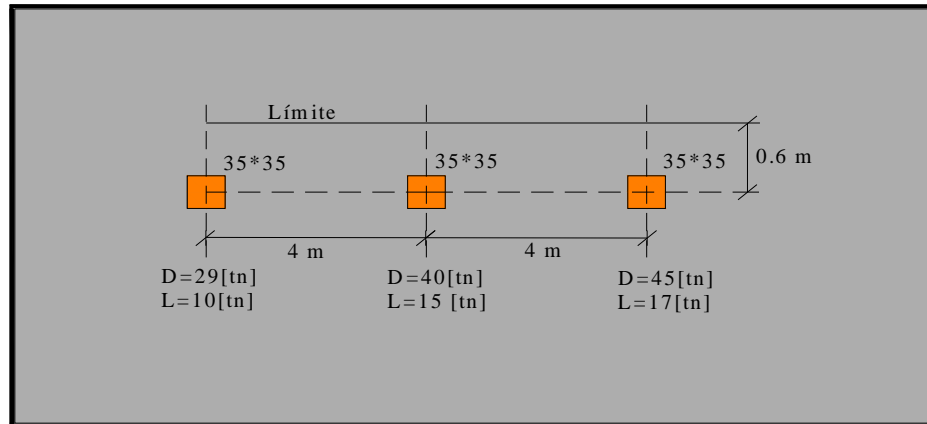
$r_{zap} = 5 \text{ [cm]}$

$q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$d_{\min} = 7.06 \text{ [cm]}$$

Ejercicio 4.10.7. Determinar el espesor mínimo de la viga de fundación



Datos: $f_c = 250 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

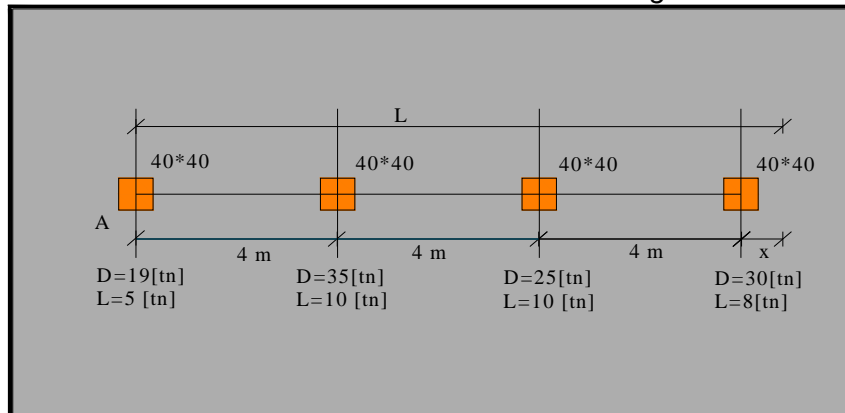
$r_{zap} = 7 \text{ [cm]}$

$q_a = 1.1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$h_{\min} = 14.9 \text{ [cm]}$$

Ejercicio 4.10.8. Determinar canto útil de diseño de la viga.



Datos: $f_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$r_{zap} = 5 \text{ [cm]}$

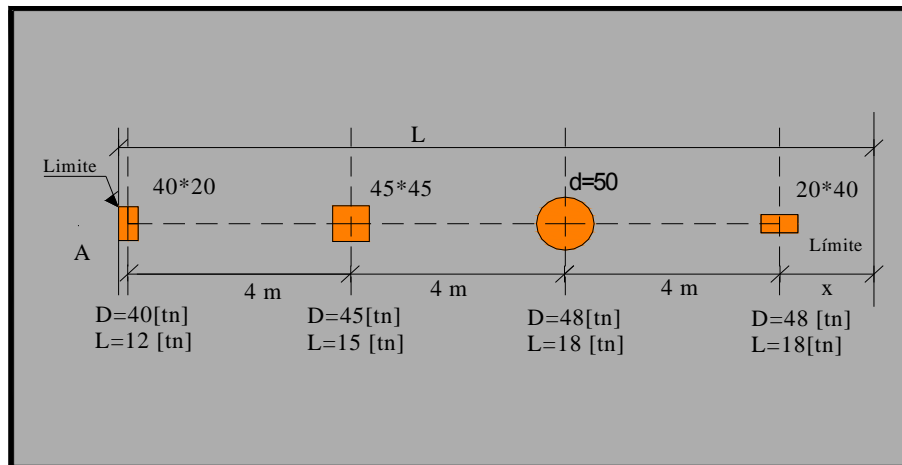
$q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$d = 15 \text{ [cm]}$$



Ejercicio 4.10.9. Determinar espesor mínimo de diseño de la viga.

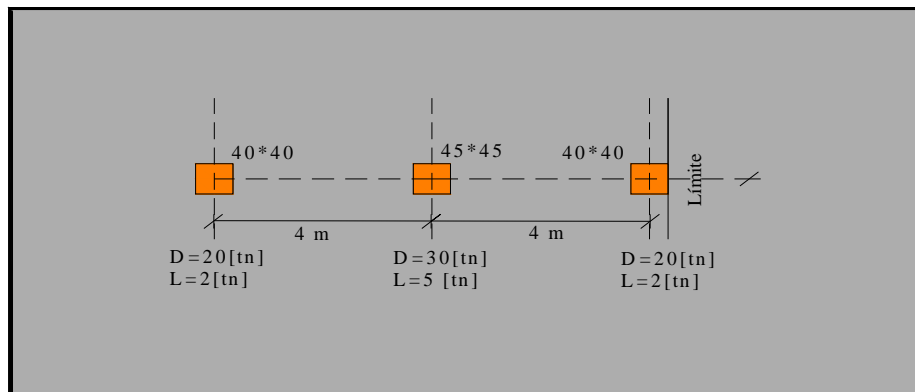


Datos: $f_c = 180 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $r_{zap} = 7 \text{ [cm]}$
 $q_a = 1 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$h_{\min} = 20.51 \text{ [cm]}$$

Ejercicio 4.10.10. Determinar el conto útil mínimo de la viga de fundación



Datos: $f_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $r_{zap} = 5 \text{ [cm]}$
 $q_a = 1.0 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Respuesta:

$$d_{\min} = 13.43 \text{ [cm]}$$



CAPÍTULO 5

LOSA DE FUNDACIÓN

5.1. INTRODUCCIÓN

La losa de fundación algunas veces es también llamada placa de fundación o platea de fundación son elementos estructurales de hormigón armado, cuya finalidad es transmitir “n” cargas mediante la fundación al suelo. Evidentemente, la losa de fundación abarca la superficie de apoyo máxima disponible bajo el edificio es decir que puede cubrir el área entera bajo una estructura.

El uso de una losa de fundación está especialmente indicado cuando la superficie de fundación mediante zapatas aisladas o corridas supera el cincuenta por ciento de la planta de construcción, caso en el cuál podría resultar más económico utilizar una losa de fundación.

Estas fundaciones también son usadas cuando la presión admisible del terreno es baja, es recomendado en estructuras mayores a ocho plantas y requiere la construcción de un semisótano o sótano.

“En resumen se puede concluir indicando que la losa de fundación es una estructura de hormigón armado cuyo objetivo es el transmitir la carga de muchas columnas hacia una superficie de suelo”.

TIPOS DE LOSAS DE FUNDACIÓN

Actualmente se usan varios tipos de losas de fundación. Algunos de los tipos comunes se muestran esquemáticamente en la *figura [5.1]*, e incluye las siguientes:

1. Losa de canto constante (espesor uniforme) *figura [5.1 (a)]*.
2. Losa con vigas en una dirección *figura [5.1 (b)]*.
3. Losa con vigas en dos direcciones *figura [5.1 (c)]*. Donde las vigas corren en ambos sentidos y las columnas se ubican en la intersección de las vigas.
4. Losa de canto constante con pedestal *figura [5.1 (d)]*.
5. Losa con muretes integrados para sótano o cajón de fundación *figura [5.1 (e)]*. Los muretes trabajan como atiesadotes de la losa y solo puede considerarse para casos muy especiales.



La losa puede apoyarse en pilotes, lo que ayuda a reducir el asentamiento de una estructura construida sobre suelo altamente compresible. Si el nivel freático es alto, frecuentemente se coloca las losas sobre pilotes para controlar la flotación. La figura [5.2].muestra la diferencia entre la profundidad D_f y el ancho B de las zapatas aisladas y las losas de fundación.

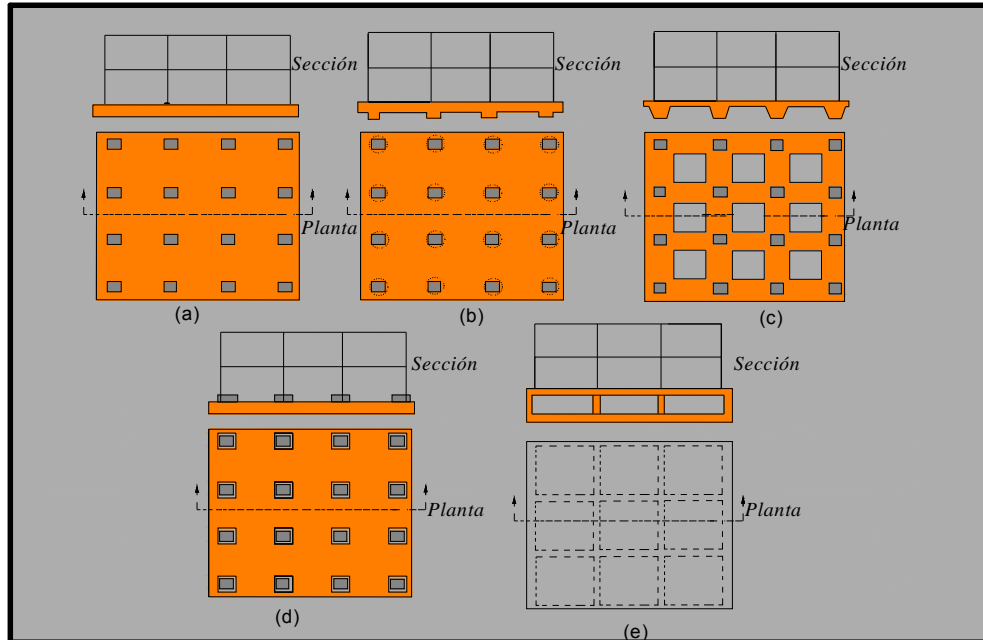


Figura [5.1.] Tipos comunes de losas de fundación.
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pag. 259)

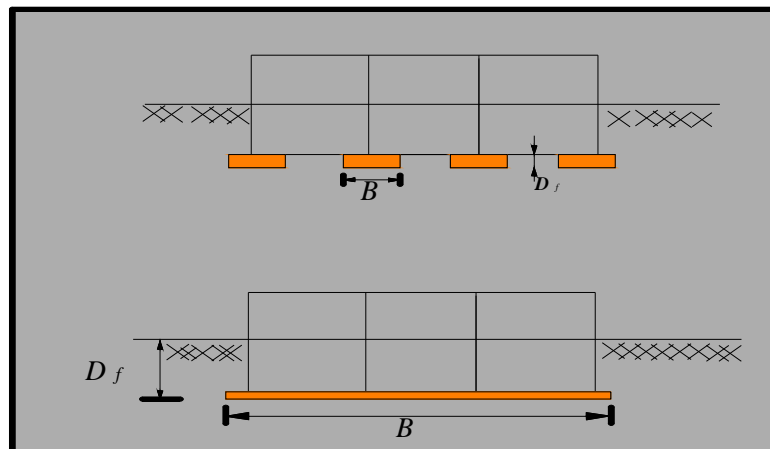


Figura [5.2.] Comparación entre Zapatas aisladas y losas de fundación (B =ancho, D_f = profundidad)
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pag. 260)

5.2. MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS DE FUNDACIÓN

El diseño estructural de las losas de fundación se puede efectuar por los dos métodos ya mencionados: el método rígido convencional y el método flexible.



5.3. DISEÑO DE LOSAS DE FUNDACIÓN DE CANTO CONSTANTE POR EL MÉTODO RÍGIDO

El método rígido convencional para el diseño de losas de fundación puede ser explicado paso a paso con referencia a la *figura [5.3]*. Cabe señalar que este método tiene severas restricciones con relación a la geometría de la estructura.

El diseño estructural de las losas de fundación se realiza asumiendo una distribución de presiones uniforme en la base de la platea o losa de fundación. Esto proporcionará una estimación conservadora de los momentos de flexión.

Si las cargas de las columnas no están distribuidas uniformemente en la losa, puede requerirse juntas de construcción para separar las partes de la losa que se asentará de diferente modo.

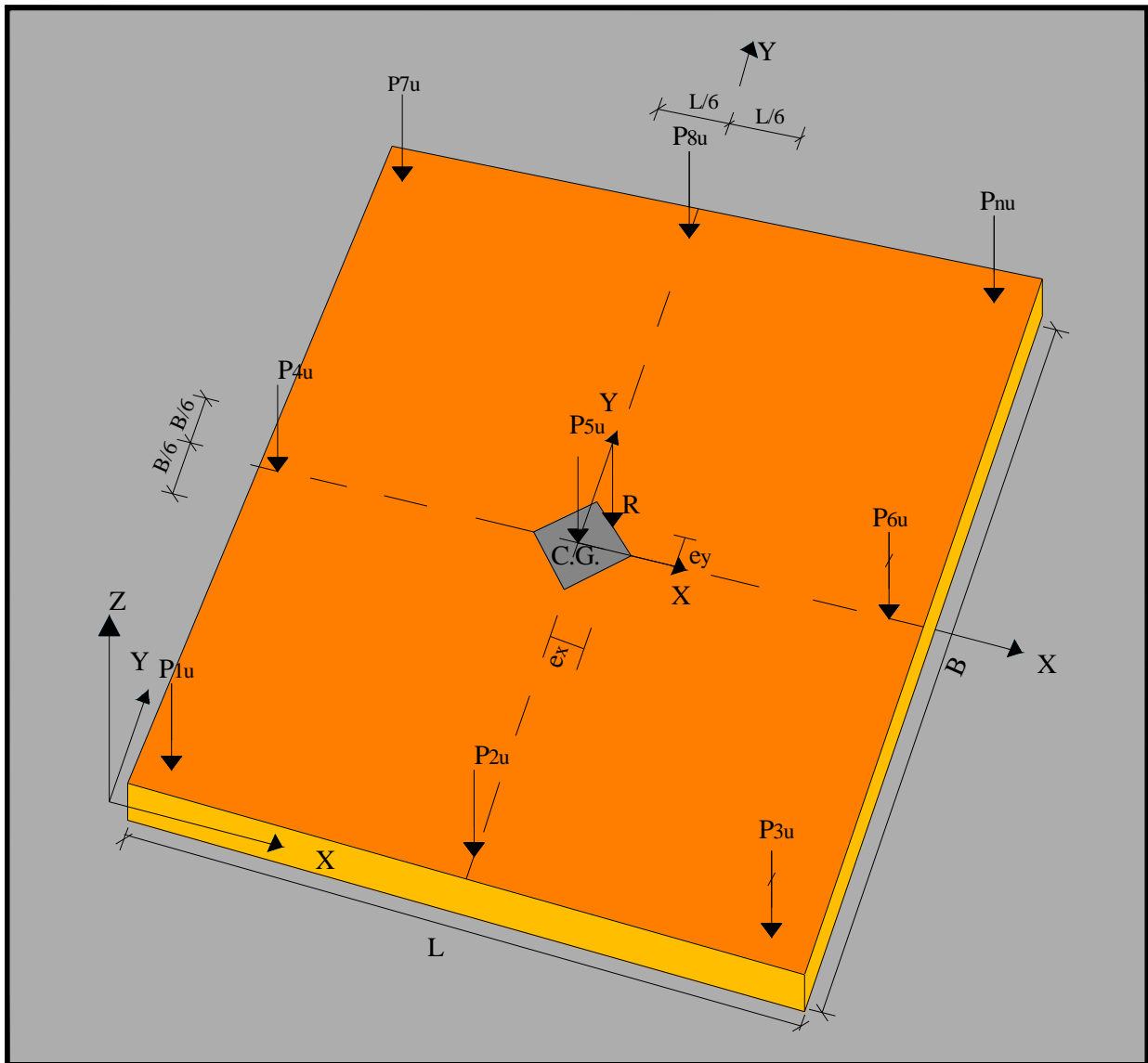


Figura [5.3.] Losa de fundación de canto constante.
(Fuente: Elaboración propia)



5.3.1. Dimensionamiento en planta

5.3.1.1. Ubicación de la resultante

Para el dimensionamiento en planta se debe ubicar el punto de aplicación de la resultante para cumplir con este objetivo, calcular previamente las coordenadas (x_G, y_G) del centro de gravedad mostrada en la *figura [5.3]* y posteriormente calcular las coordenadas de la resultante.

Entonces la resultante de la carga total de las columnas está dada por la siguiente ecuación:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i \quad \text{Ec. (5.1)}$$

Donde: $P_i = D + L$

Si la sección es simétrica es decir rectangular, las coordenadas del centro de gravedad están dadas por:

$$x_G = \frac{L}{2} \quad \text{Ec. (5.2)}$$

$$y_G = \frac{B}{2} \quad \text{Ec. (5.3)}$$

Una vez encontrada la magnitud de la resultante “R”, hallar el punto de actuación de la misma a través de la sumatoria de momentos, con las ecuaciones detalladas a continuación:

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot x_i \quad \text{Ec. (5.4)}$$

$$R \cdot y_R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot y_i \quad \text{Ec. (5.5)}$$

Inmediatamente después calcular las excentricidades observadas en la *figura [5.3.]*.

$$e_x = |x_R - x_G| \quad \text{Ec. (5.6)}$$

$$e_y = |y_R - y_G| \quad \text{Ec. (5.7)}$$

Donde:

e_x, e_y = Excentricidad de la resultante “R” con respecto al eje centroidal.

Posteriormente verificar que la resultante “R” este dentro del núcleo central y cumpla con las condiciones admisibles.

$$e_x \leq \frac{L}{6} \quad \text{Ec. (5.8)}$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \quad \text{Ec. (5.9)}$$

Si se verifica estas condiciones, entonces cumple con las condiciones de volteo.



Nota.- Si esto se cumple quiere decir que “ R ” cae dentro del núcleo central, si no cumple cae fuera, entonces la losa tiende a inclinarse a los lados, por lo tanto se debe cambiar los valores de B y L de la losa de fundación.

5.3.1.2. Análisis de presiones

Consecutivamente encontrar la presión del suelo para varios puntos de la losa de fundación.

$$q = \frac{R}{A_z} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \quad \text{Ec. (5.10)}$$

Donde:

A_z = Área de la fundación en contacto con el suelo $B \cdot L$

M_x, M_y = Momento de las cargas con respecto al eje X, Y respectivamente..

I_x, I_y = Momento de Inercia con respecto al eje X, Y.

x, y = Coordenadas donde se requiere la presión “ q ” (ejes locales).

$$M_x = R \cdot e_y \quad \text{Ec. (5.11)}$$

$$M_y = R \cdot e_x \quad \text{Ec. (5.12)}$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} \quad \text{Ec. (5.13)}$$

$$I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} \quad \text{Ec. (5.14)}$$

Remplazando los valores de las ecuaciones (5.11), (5.12), (5.13), (5.14), en la ecuación principal (5.10) se obtiene la ecuación (5.15):

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot y}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot x}{L^2} \right] \quad \text{Ec. (5.15)}$$

Cabe recalcar que se debe realizar el cálculo de presiones en “ m ” puntos de la losa, también se calcula la presión bajo cada columna, donde la presión en cualquier punto debe ser menor a la presión neta admisible.

$$q < q_a \quad \text{Ec. (5.16)}$$

Al cumplir que la presión admisible sea menor a la encontrada se verifica con la condición de hundimiento.

Nota.- La ecuación (5.15) es la empleada en cualquier punto de la losa, \pm son signos de x, y que se analiza desde el centro de gravedad de la losa de fundación.

5.3.2. Dimensionamiento en elevación

Asumir “ d ” canto útil para toda la losa de fundación.



5.3.2.1. Verificación de corte a punzonamiento.

Para la verificación de corte a punzonamiento encontrar la carga última total de todas las columnas.

$$P_i = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

$$P_i = 1.4 \cdot D$$

$$\text{Ec. (5.17)}$$

Las secciones críticas a punzonamiento están ubicadas a una distancia " d " de la columna. Por lo tanto la expresión para el calculo de " b_0 " que es el perímetro critico esta en términos de " d ", que depende de la posición de la columna con respecto al plano de la losa figura [5.4].

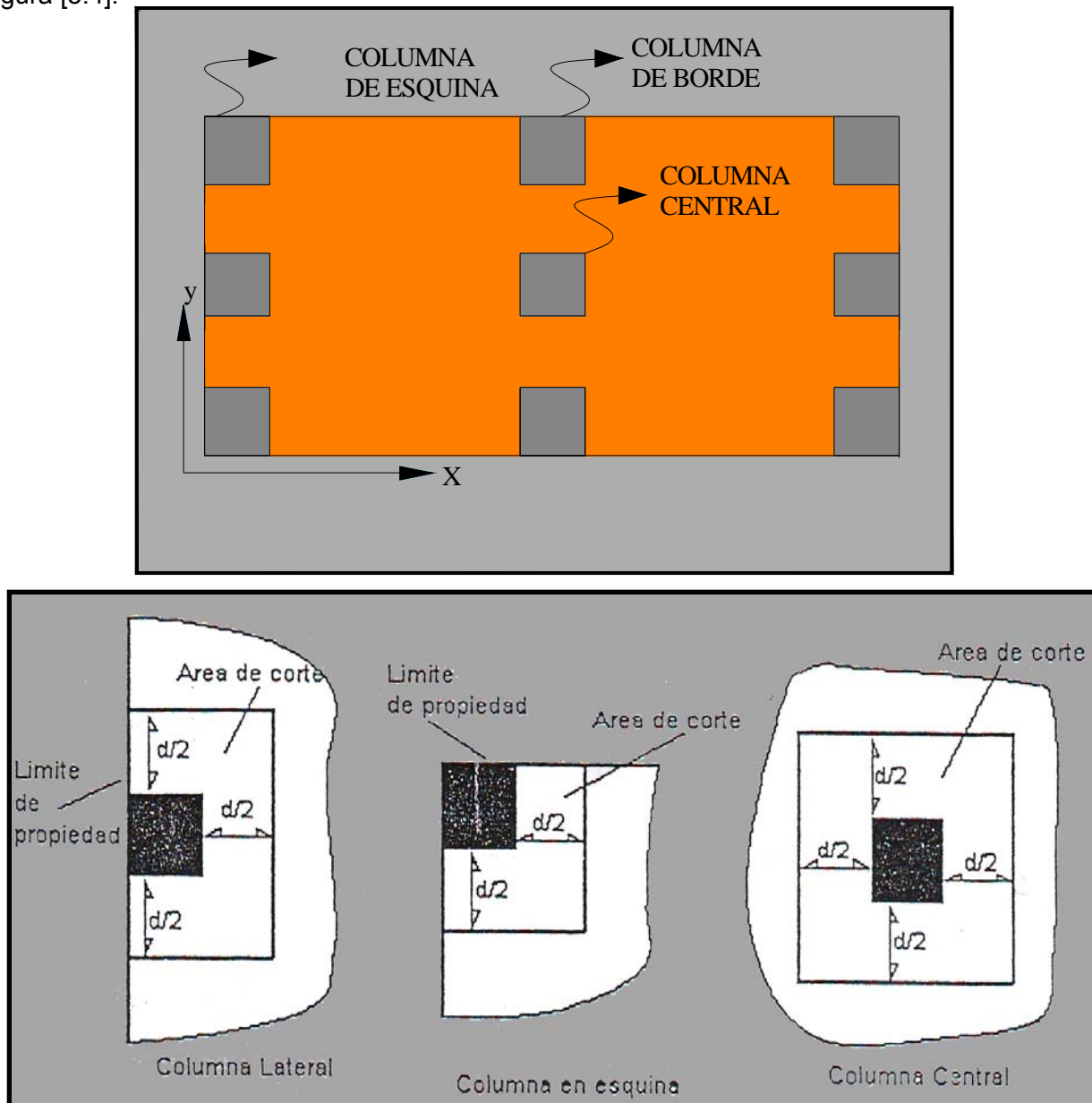
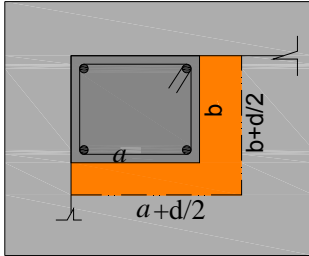


Figura [5.4.] Definición de áreas de corte en diferentes posiciones de columnas.
(Fuente: Elaboración propia)



a). Columna de esquina

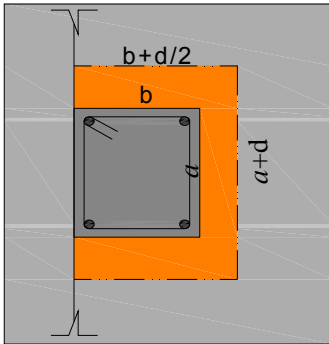


$$A_0 = (a + d/2) \cdot (b + d/2) \quad \text{Ec. (5.18)}$$

$$b_0 = (a + d/2) \cdot (b + d/2)$$

$$b_0 = (a + b + d)$$

b). Columna lateral

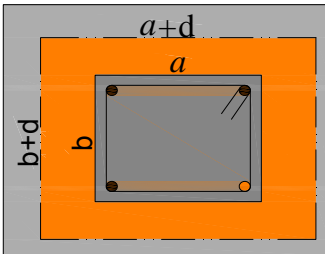


$$A_0 = (a + d/2)(b + d) \quad \text{Ec. (5.19)}$$

$$b_0 = 2 \cdot (a + d/2) + b + d$$

$$b_0 = 2 \cdot (a + d/2 + d)$$

c). Columna central

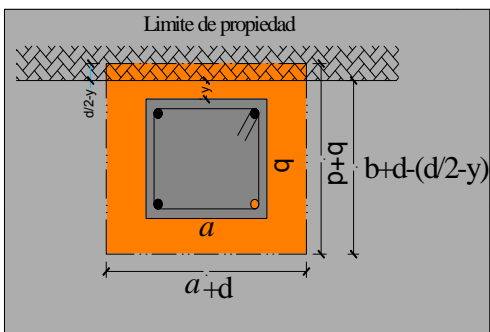


$$A_0 = (a + d)(b + d) \quad \text{Ec. (5.20)}$$

$$b_0 = 2 \cdot (a + d) + 2 \cdot (b + d)$$

$$b_0 = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot d)$$

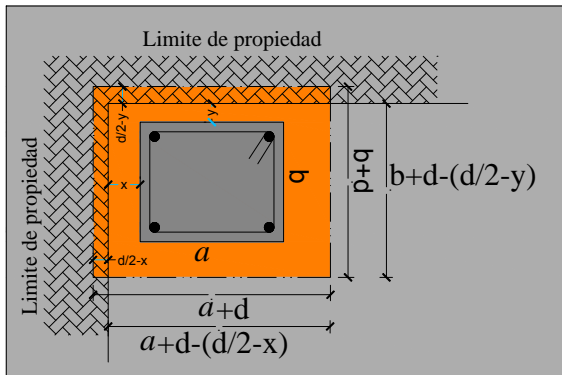
c). Caso especial de columna lateral o de borde:



$$b_0 = 2 \cdot (b + d/2 + y) + (a + d) \quad \text{Ec. (5.21)}$$



Caso especial de columna de esquina:



$$b_o = a + b + d + x + y \quad \text{Ec. (5.22)}$$

Finalmente se procede a verificar

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d} \quad \text{Ec. (5.23)}$$

Esta última ecuación deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05*:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (5.24)}$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (5.25)}$$

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (5.26)}$$

Donde: β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

α_s = 20 para columnas de esquina

α_s = 30 para columnas de borde

α_s = 20 para columnas interiores

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto.

b_o = Perímetro de la sección crítica para cortante.

d = Canto útil de la zapata

Elegir el menor valor de las tres expresiones anteriores.

Cumpliendo los requisitos se debe verificar la siguiente relación:

$$v_c \geq v_u \quad \text{Ec. (5.27)}$$

Generalmente se realiza el cálculo para la columna que tenga mayor carga y menor sección es decir la columna más crítica (esto para no hacer todas las columnas y solo hacer las más desfavorables)

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.2.1) Pág.192



Nota.- Para calcular el canto útil “d” se puede asumir un valor y verificar si cumple o se puede igualar ambas expresiones para obtener un valor de canto útil mínimo.

5.3.2.2. Verificación de la rigidez de la losa

La expresión (5.29) es muy importante para determinar cuando una fundación puede ser considerada a ser diseñada por el método rígido convencional o el método flexible. Acorde con el ACI 318S-05 una fundación puede ser considerada rígida si los espaciamientos entre columnas en una franja es menor que:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_i \cdot b}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \text{Ec. (5.28)}$$

$$l \leq \frac{1.75}{\lambda} \quad \text{Ec. (5.29)}$$

Para el caso de losas, vigas si la expresión es mayor puede usarse el método flexible

Donde:

l = Es la luz libre entre columnas.

b = Ancho de una franja.

E = Módulo de elasticidad.

I = Inercia de la franja.

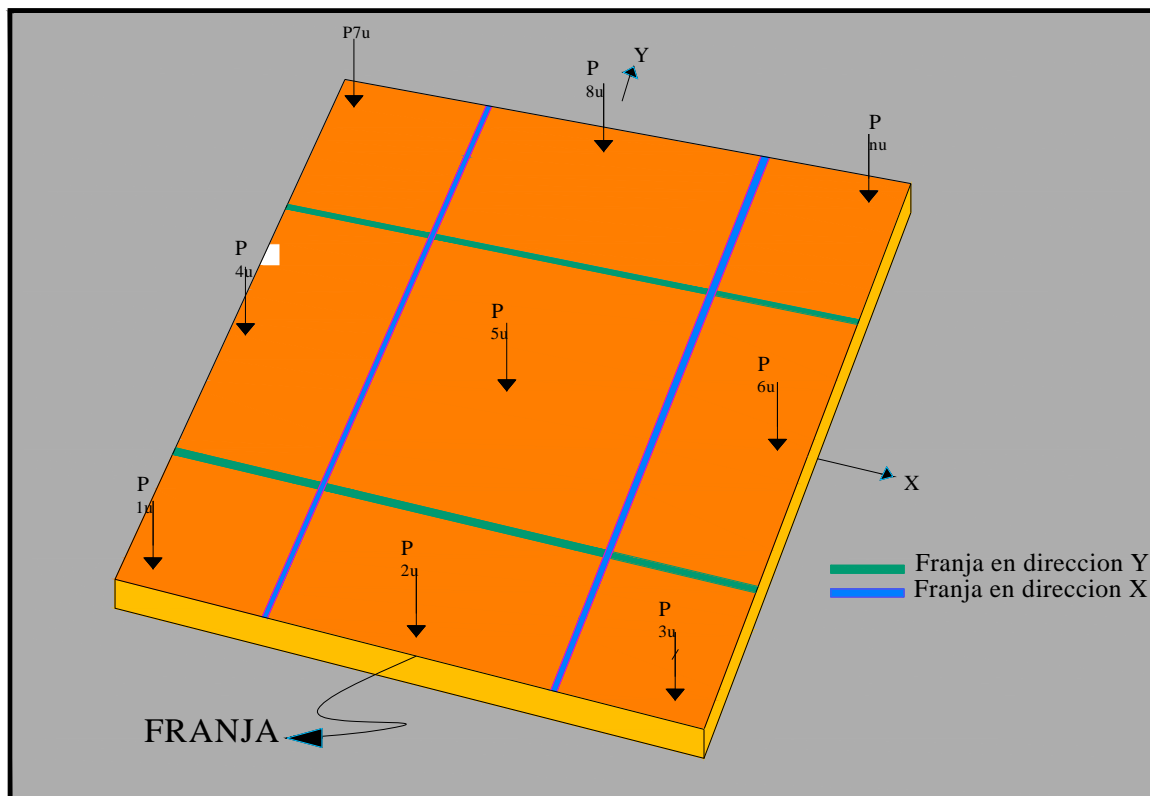


Figura [5.5.] División de franjas para la verificación de la rigidez.
(Fuente: Elaboración propia)

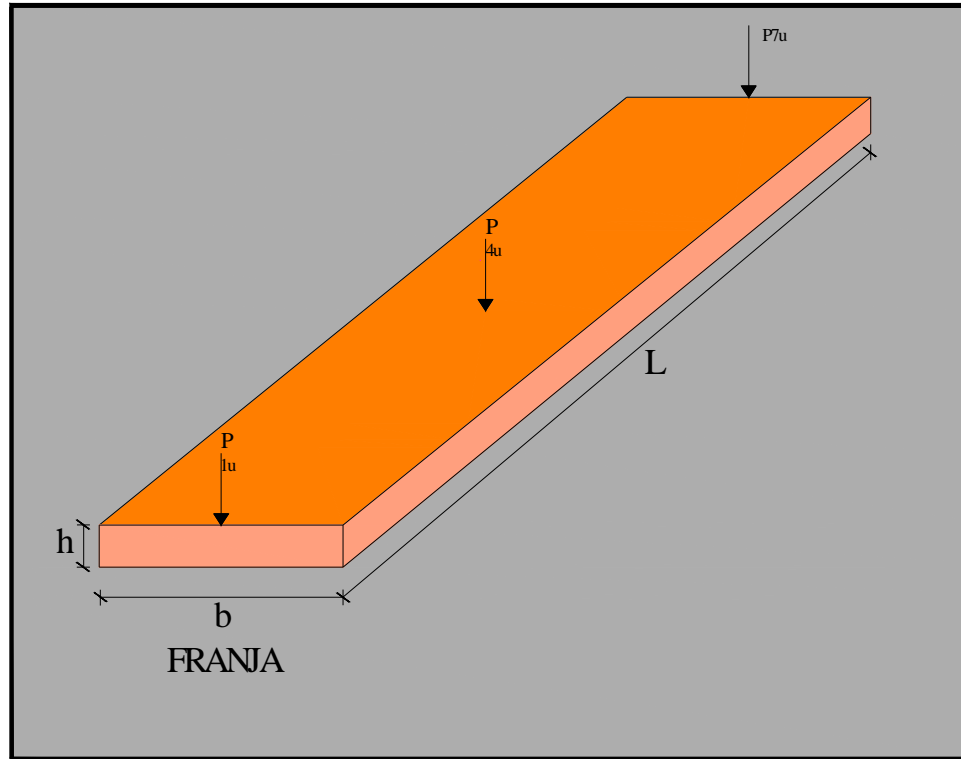


Figura [5.6.] División de franjas para la verificación de la rigidez.

(Fuente: Elaboración propia)

La longitud de la franja “L” puede variar a “b” dependiendo de la dirección de la franja.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \text{Ec. (5.30)}$$

$$k_s = k \cdot S \quad \text{Ec. (5.31)}$$

Donde: k = Coeficiente de balasto.

S = Factor de forma.

$$S = \frac{(b+1)^2}{2 \cdot b^2} \quad \text{Para suelos granulares} \quad \text{Ec. (5.32)}$$

$$S = \frac{n+0.5}{1.5 \cdot n} \quad \text{Para suelos cohesivos} \quad \text{Ec. (5.33)}$$

Donde:

$$n = \frac{L}{b} \quad \text{Ec. (5.34)}$$

Nota.- Se debe realizar esta verificación para todas las franjas de la losa. Si no cumple cambiar al método flexible o cambiar el canto útil “d”.



5.3.3. Análisis de esfuerzos (franja L).

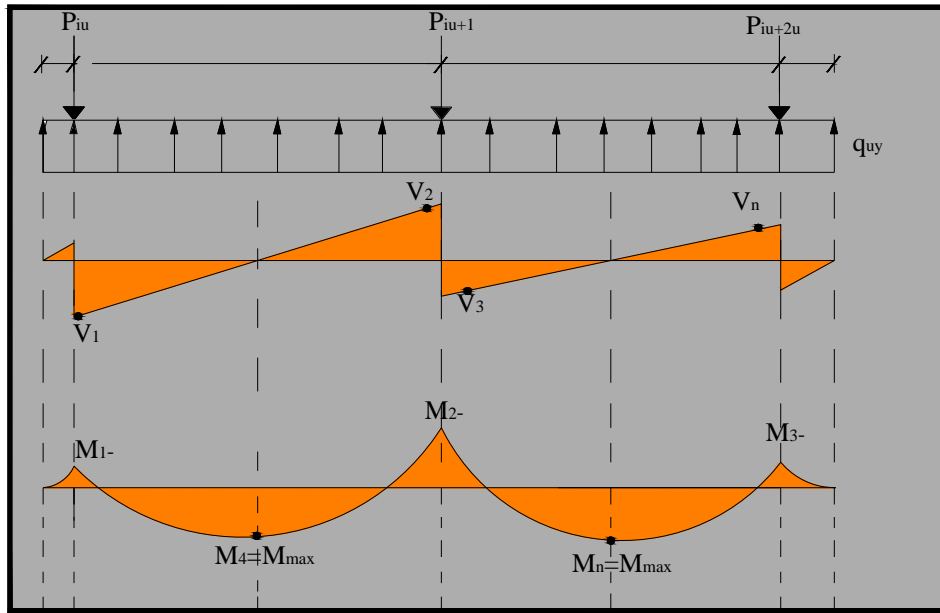


Figura [5.7].- Diagrama de corte y momento
(Fuente: Elaboración propia)

Realizar el análisis para todas las franjas.

5.3.4. Cálculo del refuerzo de acero por flexión para todas las franjas

Una vez calculado los diagramas de momentos de cada una de las franjas en la dirección "X" o "Y", se obtendrá los momentos máximos positivos y negativos por unidad de ancho. Con el que se procede a calcular la armadura requerida.

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \quad \Leftrightarrow \quad a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ec. (5.35)}$$

Donde: $\phi = 0.9$ (Valor utilizado cuando $\varepsilon_t \geq 0.005$)

f_y = Esfuerzo de fluencia para refuerzo de acero.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto a los 28 días.

b = Ancho de la franja considerada.

Calculados el refuerzo de acero para los momentos críticos determinar el acero mínimo ACI 05*:

$$A_{s \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f} \cdot b \cdot d \geq A_{s \min} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. (5.36)}$$

Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

Con los diagramas de corte obtenidos de la figura [5.7], determinar:

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi \cdot b \cdot d} \quad i = 1, 2, 3, \dots, s \quad \text{Ec. (5.37)}$$

Donde: ϕ = Es el factor de resistencia a corte que para vigas es: $\phi = 0.75$

v_{ui} = Tensión cortante en cada elemento.

*Reglamento ACI 318S-05 (10.5.1) Pág.131



Posteriormente determinar el valor de la tensión cortante admisible que según el reglamento ACI 318S-05* está determinada por:

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (5.39)}$$

Para la verificación: $v_u \leq v_c$ Con $i = 1, 2, 3, \dots, n$ Ec. (5.40)

Una vez encontrados las tensiones para todas las franjas en la dirección "X" o "Y", se armará en ambas direcciones de acuerdo al área de acero encontrado.

5.4. DISEÑO DE LOSAS DE FUNDACIÓN POR EL MÉTODO FLEXIBLE O SOBRE LECHO ELÁSTICO

En el método de diseño rígido convencional, la losa se supone infinitamente rígida, además, la presión del suelo se distribuye linealmente y el centroide de la presión del suelo coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas (*figura [5.8 a]*). En cambio en el método flexible de diseño, el suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos, como muestra la *figura [5.8 b]*. Este método de diseño es más exacto en sus soluciones y más económico.

La constante elástica de estos resortes se denomina como en todos los casos de diseño de fundaciones por este método, módulo "K" de reacción del suelo o también coeficiente de balasto.

Para entender los conceptos fundamentales del diseño de fundaciones sobre lecho elástico, considere una viga de ancho "b" y longitud infinita, como se muestra en la *figura [5.8 (c)]*, cuyo diseño difiere del anterior, solo en la forma de obtención de los esfuerzos de la fundación, para hallar la distribución de la armadura y realizar algunas comprobaciones. Es decir el diseño es prácticamente idéntico al rígido, en lo que se refiere al diseño en planta y elevación.

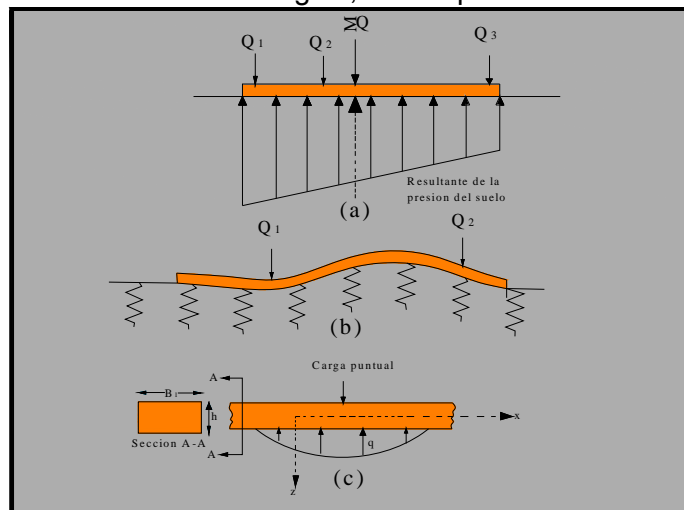


Figura [5.8.] (a) Principios de diseño por el método rígido; (b) Principios de diseño por el método flexible
(Fuente: Ingeniería de cimentaciones "Braja M. Das" Pág. 275)

*Reglamento ACI 318S-05 (10-3) Pág.131



PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO DE LOSAS DE FUNDACIÓN DE CANTO CONSTANTE POR EL MÉTODO FLEXIBLE.

Por lo expuesto anteriormente en el diseño de losas de fundación por el método flexible, de igual manera que el rígido debe seguir los mismos pasos como ser el dimensionado en planta, verificación a corte por punzonamiento.

5.4.3. Dimensionamiento en planta

5.4.1.1. Ubicación de la resultante

Calcular igual que en el método anterior.

5.4.4. Análisis de presiones

Igual que en el método anterior.

5.4.5. Dimensionamiento en elevación

5.4.3.1. Verificación a corte por punzonamiento.

La verificación se la realiza de la misma manera que en el método anterior.

5.4.6. Verificación de la rigidez de la losa

En este método la verificación de la rigidez de la losa es igual que el método anterior (a veces no se realiza).

$$l \leq \frac{1.75}{\lambda} \quad \text{Análisis rígido} \quad l \geq \frac{1.75}{\lambda} \quad \text{Análisis elástico.}$$

5.4.7. Análisis de esfuerzos

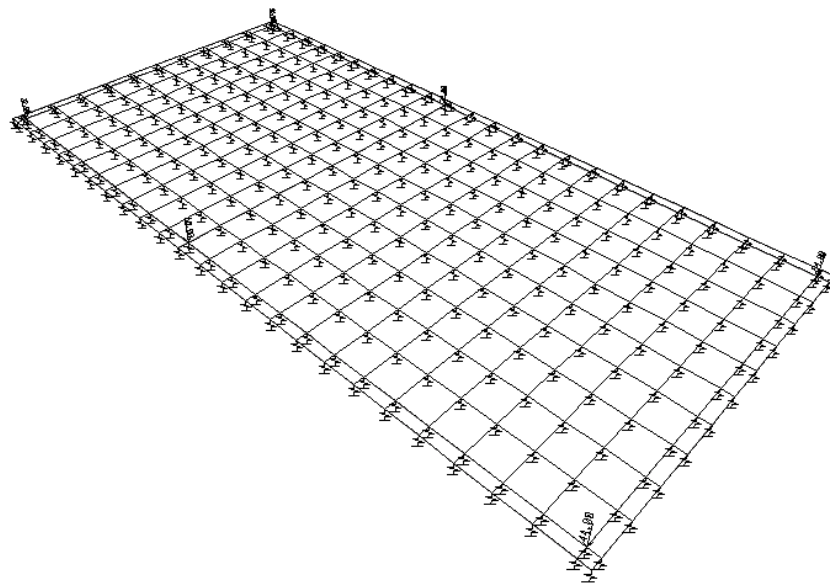
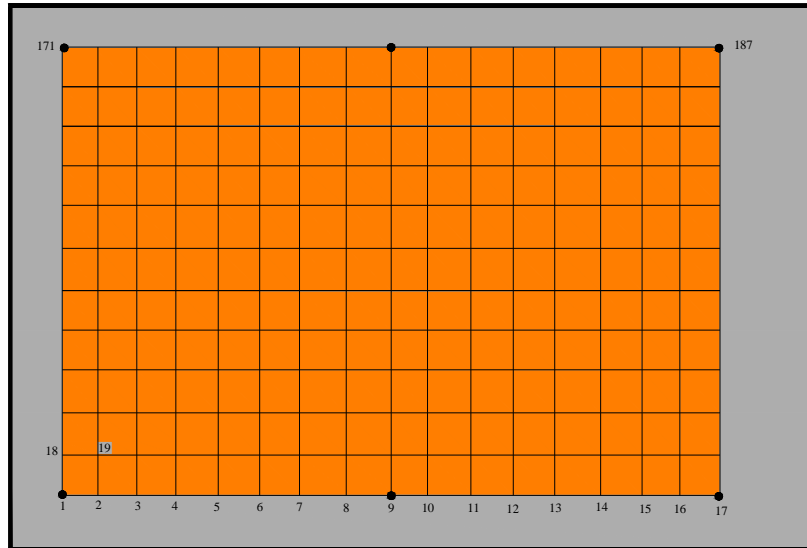


Figura [5.9.]- Modelo matemático usado para el análisis de esfuerzos en el método elástico
(Fuente: Elaboración propia)



El modelo estructural para el análisis de esfuerzos consiste en discretizar la fundación en pequeños elementos, placas unidimensionales, tal como se aprecia en la figura [5.10]. La cantidad de elementos dependerá de la precisión requerida en el análisis de esfuerzos, puesto que todo programa computacional que utiliza la teoría de los elementos finitos, tiende a un cálculo matemático mas preciso, cuanto mayor sea la cantidad de elementos discretizados.



Las áreas de influencia varían según la posición del nudo.

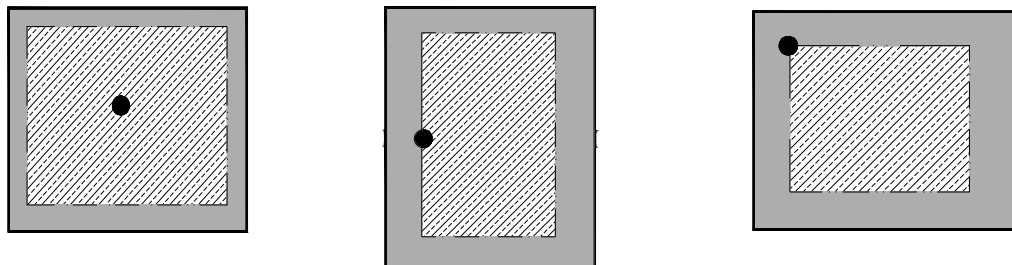


Figura [5.10.] Áreas de influencia que varían según la posición del nudo.
(Fuente: Elaboración propia)

Entonces para cada nudo se encontrará las constantes de los elementos elásticos, esta se halla multiplicando el área de influencia de un punto de la fundación por el coeficiente de balasto antes calculado:

$$k_i = k_s \cdot A_{\text{inf } i} \quad \text{Ec. (5.42)}$$

Donde: k_i = Constante del resorte del nodo i .

k_s = Coeficiente de balasto.

A = Área de influencia del nodo i . $A = b \cdot c_i$ [Figura 5.10].

Una vez calculadas las constantes de los elementos elásticos se introduce al programa “SAP2000” dichos datos, del cuál, se encontrarán los diagramas de los momentos M_{11} , M_{22} . [Figura 5.11].

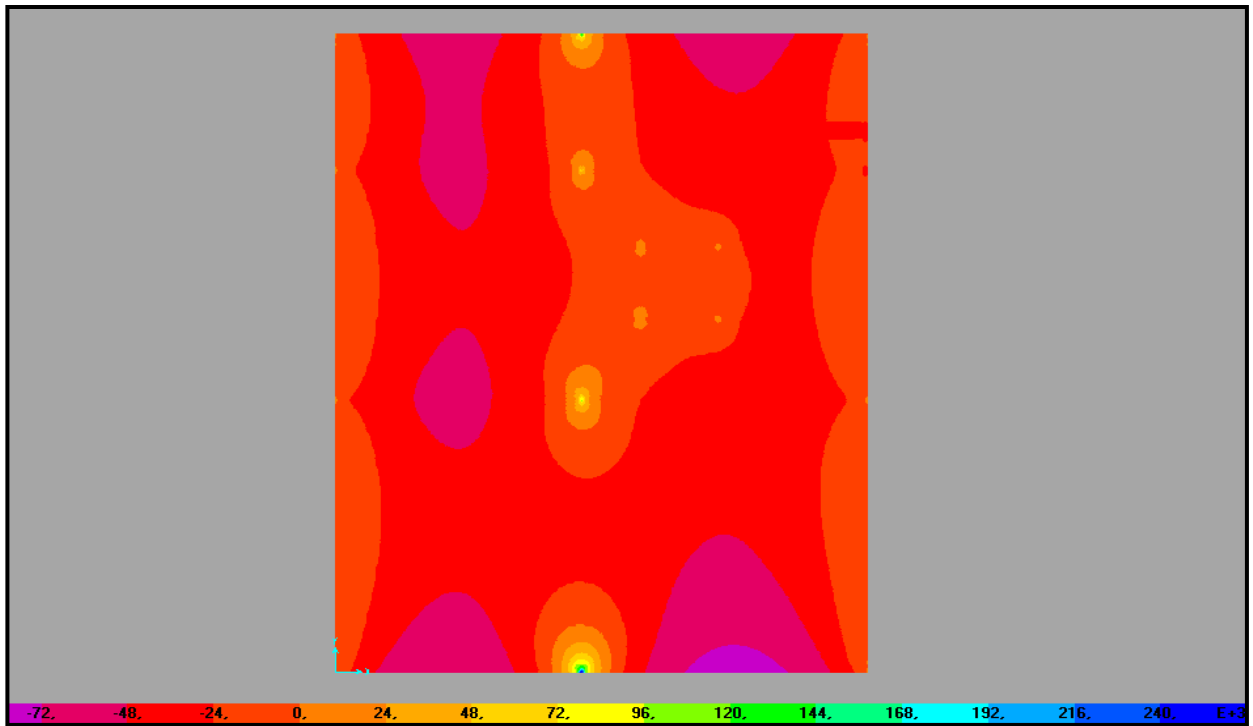
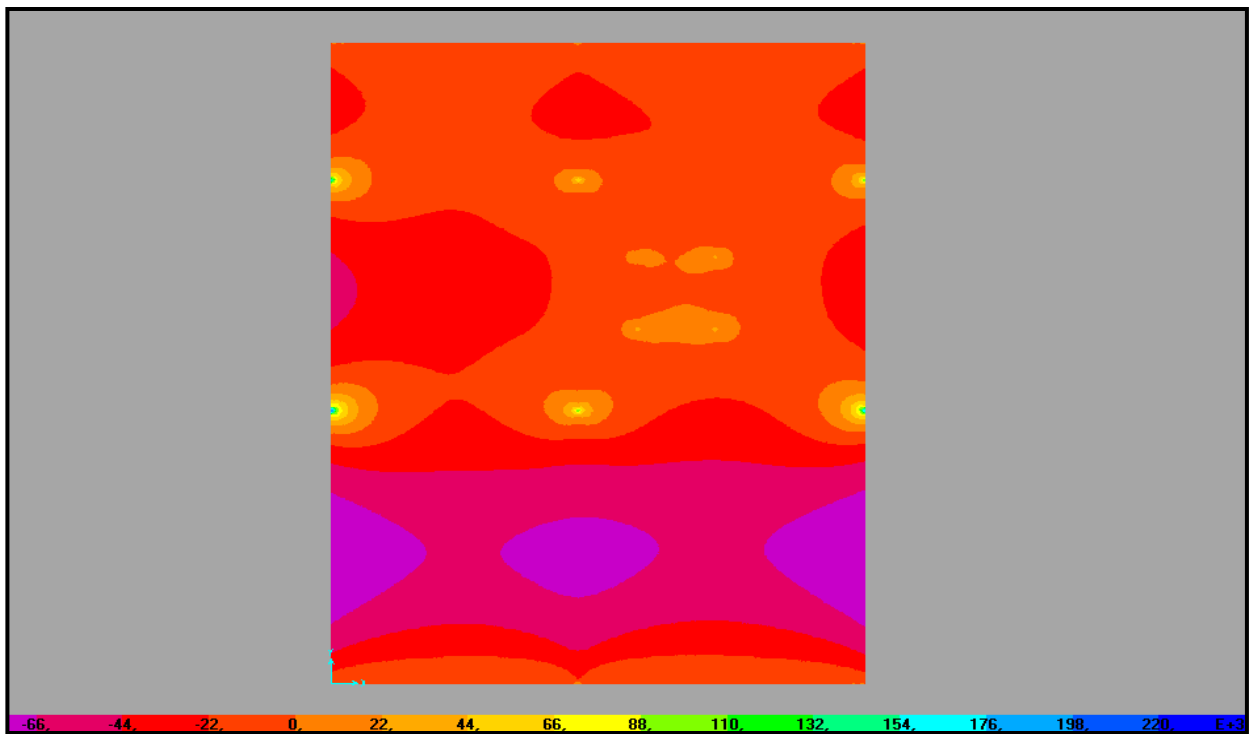
**M-11****M-22**

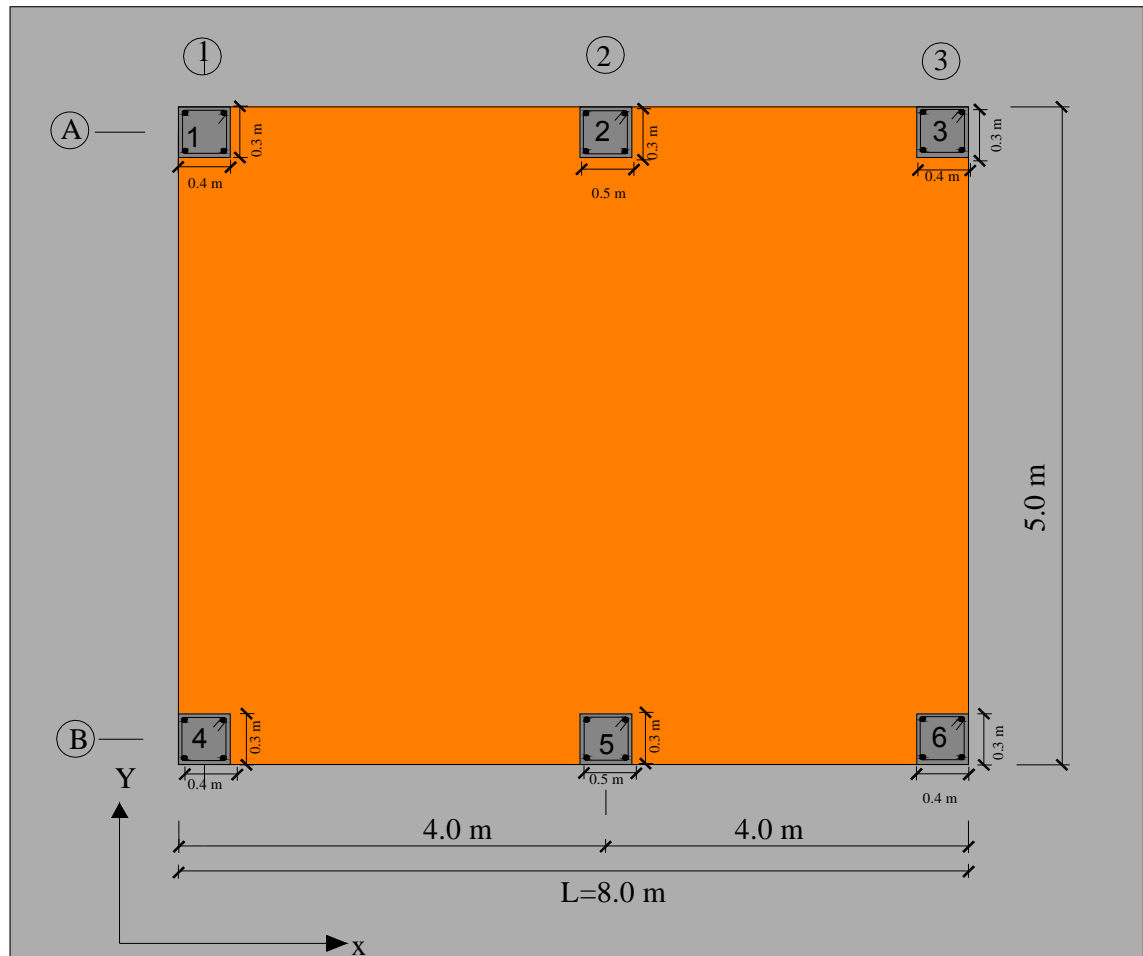
Figura [5.11.]- Esquema de momentos
(Fuente: Esquemas obtenidos de SAP 2000)

Y finalmente calcular la armadura necesaria con los diagramas anteriormente obtenidos.



5.5. EJERCICIOS RESUELTOS LOSAS DE FUNDACIÓN

Ejercicio 5.5.1. Determinar canto útil



Datos: $f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$r_{zap} = 5.0 \text{ [cm]}$

$q_a = 2 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$k = 3.0 \text{ [kg / cm}^3\text{]}$

Columns: $A1 = A3 = B1 = B3 = 40 \times 30 \text{ [cm]}$

$D = 85 \text{ [tn]} \quad L = 22.2 \text{ [tn]}$

Columns: $A2 = B2 = 50 \times 30 \text{ [cm]}$

$D = 120 \text{ [tn]} \quad L = 23 \text{ [tn]}$

**Paso1.- Ubicación de la resultante**

➤ **Determinar las coordenadas de la resultante**

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = 4 \cdot (85 + 22.2) + 2 \cdot (120 + 23) = 714.8[tn]$$

Las dimensiones de nuestra losa de fundación son: $L = 8[m]$; y $B = 5[m]$

Como la sección es simétrica (rectangular), entonces las coordenadas del centro de gravedad será:

$$x_G = \frac{L}{2} = 4.0[m] \qquad y_G = \frac{B}{2} = 2.5[m]$$

Debido a la simetría del problema:

$$x_R = 4.0[m] \quad ; \quad y_R = 2.5[m]$$

$$\text{Por lo tanto: } e_x = x_R - x_G = 0[m]$$

$$e_y = y_R - y_G = 0[m]$$

Dimensionar el núcleo central:

$$\frac{L}{6} = \frac{8}{6} = 1.33[m] \qquad \frac{B}{6} = \frac{5}{6} = 0.83[m]$$

$$e_x \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0 \leq 1.33 \quad ok$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0 \leq 0.83 \quad ok$$

∴ Se cumple con las condiciones de volteo.

Paso2.-Análisis de presiones

Consecutivamente encontrar presión del suelo en algunos puntos de la losa.

$$q = \frac{R}{A_z} \pm \frac{M_x \cdot \bar{y}}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot \bar{x}}{I_y}$$

$$M_x = R \cdot e_y \dots\dots\dots(1)$$

$$M_y = R \cdot e_x \dots\dots\dots(2)$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} \dots\dots\dots(3)$$

$$I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} \dots\dots\dots(4)$$



Al reemplazar los valores de las ecuaciones (1), (2), (3), (4), en la ecuación principal se obtiene la ecuación:

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot y}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot x}{L^2} \right] \quad \dots \text{ Todo respecto al C.G.}$$

Donde en dicha ecuación se anulan los dos últimos términos por que: $e_x = 0[m]$ $e_y = 0[m]$.

$$\therefore q = \frac{R}{B \cdot L} \Rightarrow \frac{714.8}{5 \cdot 8}$$

$$q = 17.87[tn/m^2]$$

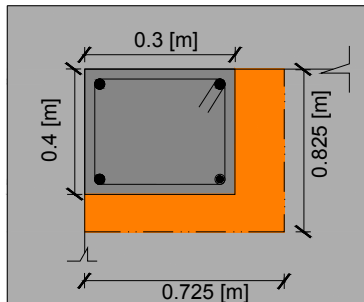
$$q = 1.79[kg/cm^2] \leq q_u \Rightarrow ok$$

\therefore Se cumple con las condiciones de hundimiento.

Paso3.-Dimensionamiento en elevación de la losa

a) Verificación a corte por punzonamiento

a). Columnas: $A1 = A3 = B1 = B3 = \text{asumir} \Rightarrow d = 0.85[m]$



$$b_0 = (a + d/2) + (b + d/2)$$

$$b_0 = (a + b + d) = (0.825 + 0.725)$$

$$b_0 = 1.55[m]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi b_o d}$$

$$v_u = \frac{1.2 \cdot (85) + 1.6 \cdot (22.2)}{0.75 \cdot (1.55) \cdot (0.85)}$$

$$v_u = 13.92[kg/cm^2]$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 19.20[kg/cm^2]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 50.74[kg/cm^2]$$

$\alpha_s = 20$ para columnas de esquina

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36[kg/cm^2]$$

Nota.- Elegir el menor valor de las expresiones anteriores

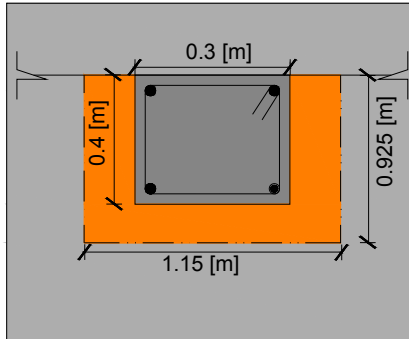


Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$15.36 \geq 13.92$$

$$v_u \leq v_c \quad \text{Cumple}$$

b). Columnas: A2 = B2



$$b_0 = 2(a + d/2) + b + d$$

$$b_0 = 2(a + b/2 + d)$$

$$b_0 = 2(0.5 + 0.15 + 0.85) = 3[m]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi b_o d}$$

$$v_u = \frac{1.2 \cdot (120) + 1.6 \cdot (23)}{0.75 \cdot (3) \cdot (0.85)}$$

$$v_u = 9.45[kg/cm^2]$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 19.20[kg/cm^2]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 41.08[kg/cm^2]$$

$\alpha_s = 30$ para columnas de Borde.

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36[kg/cm^2]$$

Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$15.36 \geq 9.45$$

$$v_u \leq v_c$$

Finalmente la altura será el canto útil más el recubrimiento empleado:

$$h = d + r \Leftrightarrow 85 + 5$$

$$h = 90[cm]$$



Ejercicio 5.5.2. Calcular el canto útil mínimo para la siguiente losa de fundación de canto constante

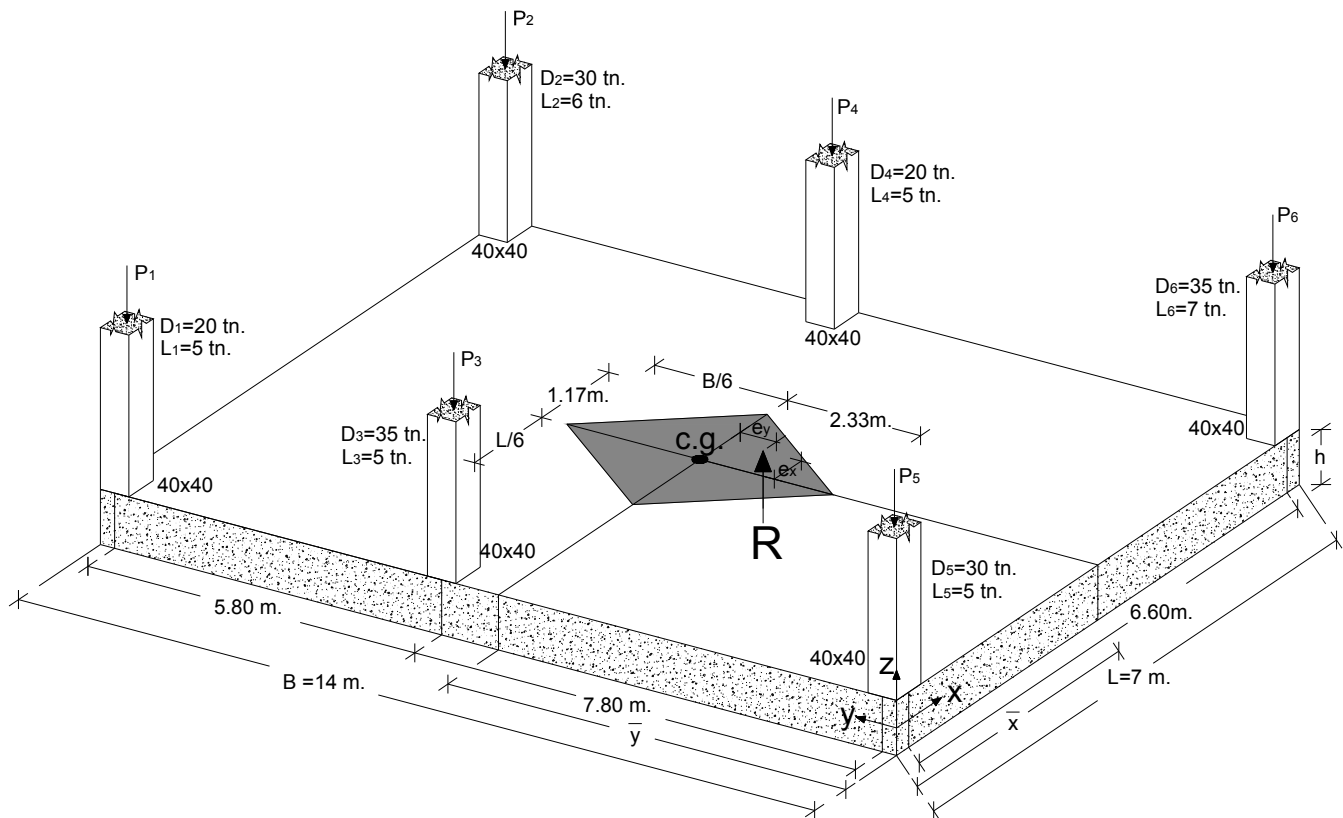
Datos: $f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$r_{zap} = 5.0 \text{ [cm]}$

$q_a = 2.0 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$k = 3.0 \text{ [kg / cm}^3\text{]}$



$$P_1 = D_1 + L_1$$

$$P_1 = 20 + 5 = 25 \text{ [tn]}$$

$$P_2 = D_2 + L_2$$

$$P_2 = 30 + 6 = 36 \text{ [tn]}$$

$$P_3 = D_3 + L_3$$

$$P_3 = 35 + 5 = 40 \text{ [tn]}$$

$$P_4 = D_4 + L_4$$

$$P_4 = 20 + 5 = 25 \text{ [tn]}$$

$$P_5 = D_5 + L_5$$

$$P_5 = 30 + 5 = 35 \text{ [tn]}$$

$$P_6 = D_6 + L_6$$

$$P_6 = 35 + 7 = 42 \text{ [tn]}$$

⇒ La resultante será:

$$R = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6$$

$$R = 25 + 36 + 40 + 25 + 35 + 42$$

$$R = 203 \text{ [tn]}$$



Paso1.-Ubicación de la resultante

➤ Las dimensiones de nuestra losa de fundación son: $L = 7[m]$; y $B = 14[m]$

Como la sección es simétrica (rectangular), entonces las coordenadas del centro de gravedad será:

$$x_G = \frac{L}{2} = \frac{7}{2} \Rightarrow x_G = 3.50 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{B}{2} = \frac{14}{2} \Rightarrow y_G = 7.00 \text{ m.}$$

➤ Determinamos las coordenadas de la resultante:

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^{n=6} P_i \cdot d_i \Rightarrow x_R = \frac{0.2 \cdot (P_1 + P_3 + P_5) + 6.80 \cdot (P_2 + P_4 + P_6)}{R}$$

$$\Rightarrow x_R = \frac{0.2 \cdot (25 + 40 + 35) + 6.80 \cdot (36 + 25 + 42)}{203}$$

$$\Rightarrow x_R = 3.55 \text{ m.}$$

$$R \cdot y_R = \sum_{j=1}^{m=6} P_j \cdot d_j \Rightarrow y_R = \frac{0.2 \cdot (P_5 + P_6) + 8 \cdot (P_3 + P_4) + 13.8 \cdot (P_1 + P_2)}{R}$$

$$\Rightarrow y_R = \frac{0.2 \cdot (35 + 42) + 8 \cdot (40 + 25) + 13.80 \cdot (25 + 36)}{203}$$

$$\Rightarrow y_R = 6.78 \text{ m.}$$

$$\text{Por lo tanto: } e_x = x_R - x_G = 3.55 - 3.50 \Rightarrow e_x = 0.05[m]$$

$$e_y = y_R - y_G = 6.78 - 7.00 \Rightarrow e_y = -0.22[m]$$

Dimensiones del núcleo central:

$$\frac{L}{6} = \frac{7}{6} = 1.17[m] \quad Y$$

$$\frac{B}{6} = \frac{14}{6} = 2.33[m]$$

$$e_x \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.05 \leq 1.17 \quad ok$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \Rightarrow -0.22 \leq 2.33 \quad ok \quad \therefore \text{Se cumple con las condiciones de volteo.}$$

Paso2.-Análisis de presiones

Consecutivamente encontrar presión del suelo en algunos puntos de la losa.

$$q = \frac{R}{A_z} \pm \frac{M_x \cdot \bar{y}}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot \bar{x}}{I_y}$$

± Son signos \bar{x}, \bar{y} que se analiza desde el C.G.



$$M_x = R \cdot e_y \dots \dots \dots (1)$$

$$M_y = R \cdot e_x \dots \dots \dots (2)$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} \dots \dots \dots (3)$$

$$I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} \dots \dots \dots (4)$$

Al reemplazar los valores de las ecuaciones (1), (2), (3), (4), en la ecuación principal se obtiene la ecuación

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot \bar{y}}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot \bar{x}}{L^2} \right] \dots \text{ Todo respecto al C.G.}$$

$$q = \frac{203}{7 \cdot 14} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot 0.22 \cdot 6.8}{14^2} \pm \frac{12 \cdot 0.05 \cdot 3.3}{7^2} \right]$$

$$q = 2.35 [tn/m^2]$$

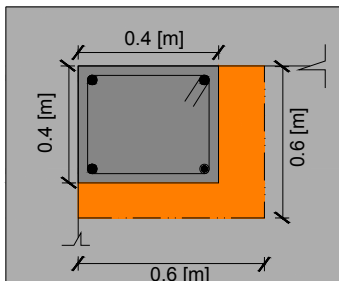
$$q = 0.235 [kg/cm^2] \leq q_a \Rightarrow ok$$

\therefore Se cumple con las condiciones de hundimiento

Paso3.-Dimensionamiento en elevación de la losa

Verificación a corte por punzonamiento

a). Columnas de esquina: 1 – 2 – 5 – 6



$$P_{1U} = 1.2D_1 + 1.6L_1 = 1.2 \cdot (20) + 1.6 \cdot (5) = 32 [tn]$$

$$P_{1U} = 1.4D_1 = 1.4 \cdot (20) = 28 [tn]$$

$$P_{2U} = 1.2D_2 + 1.6L_2 = 1.2 \cdot (30) + 1.6 \cdot (6) = 45.6 [tn]$$

$$P_{2U} = 1.4D_2 = 1.4 \cdot (30) = 42 [tn]$$

$$P_{3U} = 1.2D_3 + 1.6L_3 = 1.2 \cdot (35) + 1.6 \cdot (5) = 50 [tn]$$

$$P_{3U} = 1.4D_3 = 1.4 \cdot (35) = 49 [tn]$$

$$P_{4U} = 1.2D_4 + 1.6L_4 = 1.2 \cdot (20) + 1.6 \cdot (5) = 32 [tn]$$

$$P_{4U} = 1.4D_4 = 1.4 \cdot (20) = 28 [tn]$$

$$P_{5U} = 1.2D_5 + 1.6L_5 = 1.2 \cdot (30) + 1.6 \cdot (5) = 44 [tn]$$

$$P_{6U} = 1.2D_6 + 1.6L_6 = 1.2 \cdot (35) + 1.6 \cdot (7) = 53.2 [tn]$$

$$P_{5U} = 1.4D_5 = 1.4 \cdot (30) = 42 [tn]$$

$$P_{6U} = 1.4D_6 = 1.4 \cdot (35) = 49 [tn]$$



Calcular el perímetro crítico

$$b_o = a + b + d = 0.4 + 0.4 + d \Rightarrow b_o = 0.8 + d \Rightarrow 80 + d$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor o igual que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

- $v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 23.04 [kg/cm^2]$
- $v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 20.18 [kg/cm^2]$ (Se utiliza canto útil mínimo de diseño de 15 cm) $\alpha_s = 20$ para columnas de esquina
- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 [kg/cm^2]$

Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

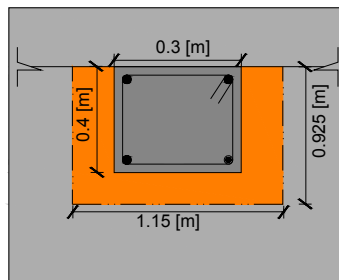
$$v_{u1} = \frac{P_{1u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{32000}{0.75 \cdot (80 + d) \cdot d} = 15.36 [kg/cm^2] \Rightarrow d_{\min} = 26.16 [cm]$$

$$v_{u2} = \frac{P_{2u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{45600}{0.75 \cdot (80 + d) \cdot d} = 15.36 [kg/cm^2] \Rightarrow d_{\min} = 34.55 [cm]$$

$$v_{u5} = \frac{P_{5u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{44000}{0.75 \cdot (80 + d) \cdot d} = 15.36 [kg/cm^2] \Rightarrow d_{\min} = 313.62 [cm]$$

$$v_{u6} = \frac{P_{6u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{53200}{0.75 \cdot (80 + d) \cdot d} = 15.36 [kg/cm^2] \Rightarrow d_{\min} = 38.85 [cm]$$

b). Columna de borde o lateral: (3 – 4)



$$b_o = a + 2 \cdot b + 2 \cdot d = 0.4 + 0.8 + 2 \cdot d \Rightarrow b_o = 1.2 + 2 \cdot d \Rightarrow 120 + 2 \cdot d$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:



$$\bullet \quad v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \Rightarrow \quad v_c = 19.20 [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \Rightarrow \quad v_c = 19.56 [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

(se utiliza canto útil mínimo de diseño de 15 cm) $\alpha_s = 30$ para columnas de borde.

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \quad \Rightarrow \quad v_c = 15.36 [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$v_{u3} = \frac{p_{3u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{50000}{0.75 \cdot (120 + 2 \cdot d) \cdot d} = 15.36 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow d_{\min} = 25.41 [\text{cm}]$$

$$v_{u4} = \frac{p_{4u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{32000}{0.75 \cdot (120 + 2 \cdot d) \cdot d} = 15.36 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow d_{\min} = 17.84 [\text{cm}]$$

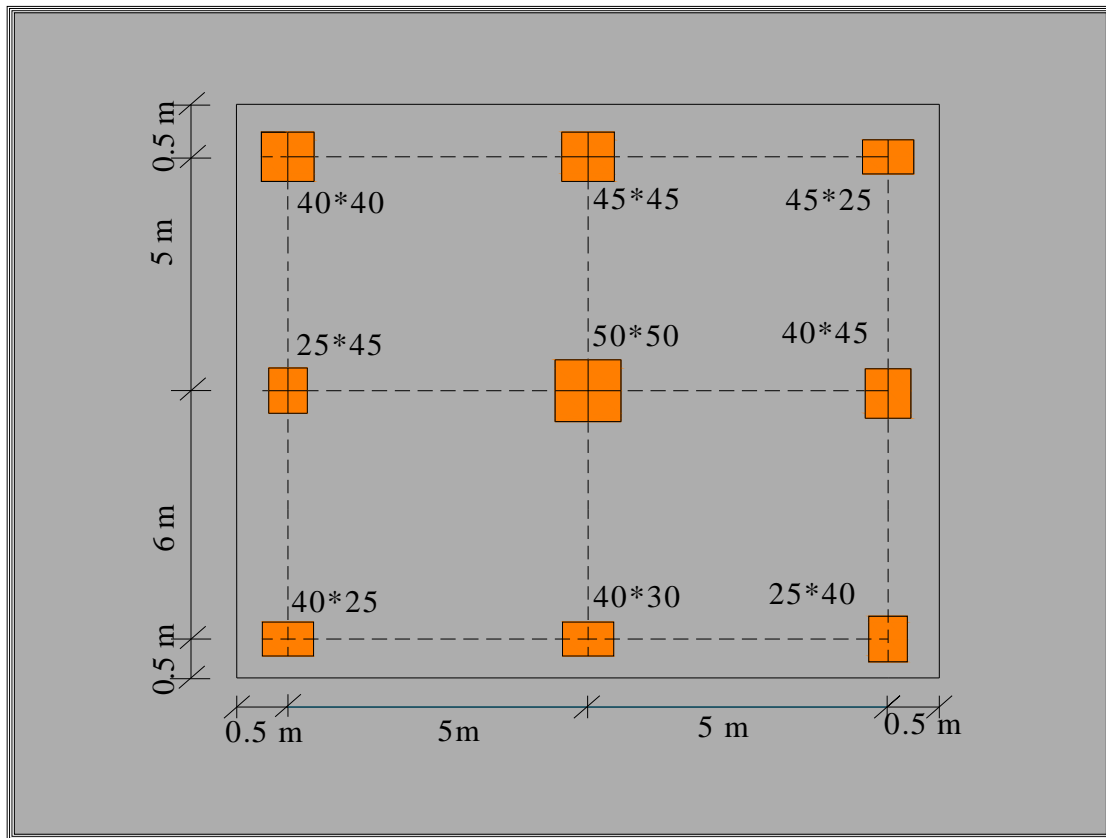
Finalmente el canto útil mínimo será el mayor valor de todos los calculados:

$$d_{\min} = 38.85 [\text{cm}]$$



5.6. EJERCICIOS PROPUESTOS

Ejercicio 5.6.1. Determinar canto útil mínimo de la losa de fundación



Datos: $f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$$f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$r_{zap} = 7.0 \text{ [cm]}$$

$$q_a = 2 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$$

$$k = 3.0 \text{ [kg / cm}^3\text{]}$$

Columns: $A1 = A3 = C1 = C3$

$$D = 75 \text{ [tn]} \quad L = 20 \text{ [tn]}$$

Columns: $A2 = C2 = B1 = B3$

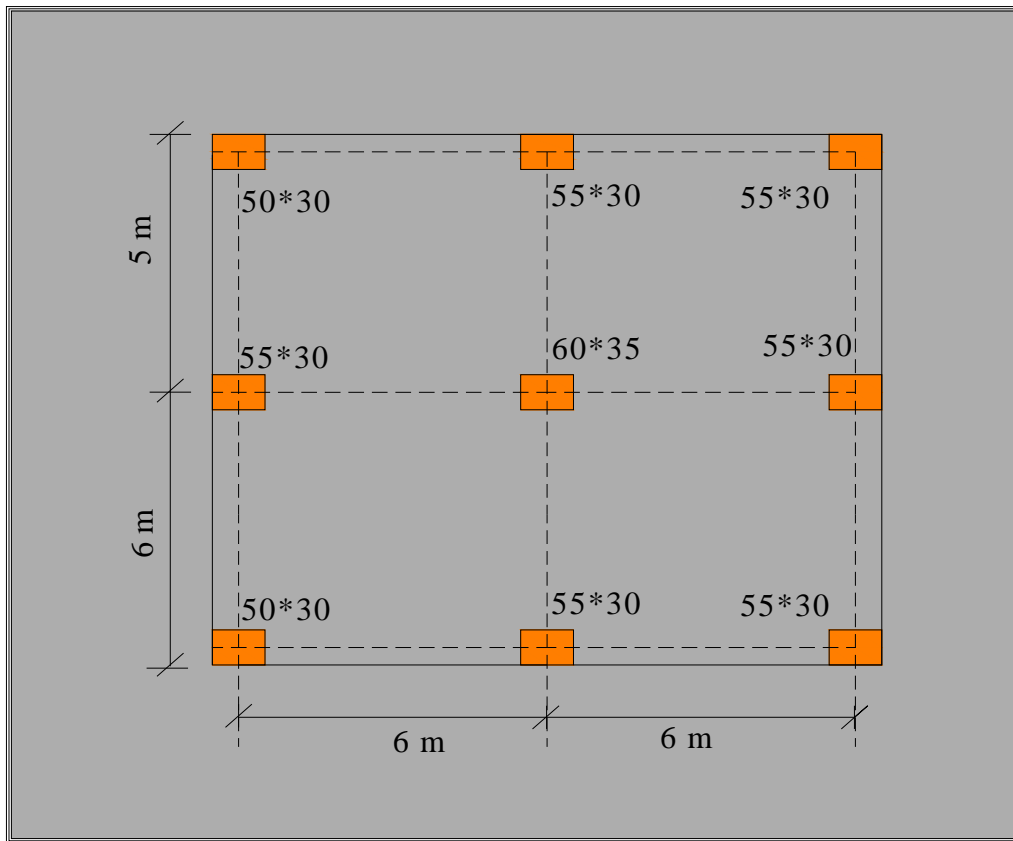
$$D = 100 \text{ [tn]} \quad L = 26 \text{ [tn]}$$

Column: $B2$

$$D = 125 \text{ [tn]} \quad L = 29 \text{ [tn]}$$



Ejercicio 5.6.2. Determinar canto útil mínimo de la losa de fundación



Datos: $f'_c = 180 [kg / cm^2]$

$$f_y = 4800 [kg / cm^2]$$

$$r_{zap} = 5.0 [cm]$$

$$q_a = 1.5 [kg / cm^2]$$

Columns: $A1 = A3 = C1 = C3$

$$D = 80 [tn] \quad L = 21 [tn]$$

Columns: $A2 = C2 = B1 = B3$

$$D = 123 [tn] \quad L = 29 [tn]$$

Columna: $B2$

$$D = 145 [tn] \quad L = 32 [tn]$$



CAPÍTULO 6

LOSA CON VIGAS DE FUNDACIÓN

6.1. INTRODUCCIÓN

En el caso de columnas sometidas a cargas considerables, en particular si están soportadas por suelos muy blandos y poco uniformes, se recurre a la utilización de una losa de fundación la cuál combinada con vigas tiene un mejor funcionamiento, utilizada actualmente para edificaciones mayores a diez plantas, ya que al ser diseñada como una losa el espesor sería muy elevado por lo que se recomienda este tipo de fundaciones.

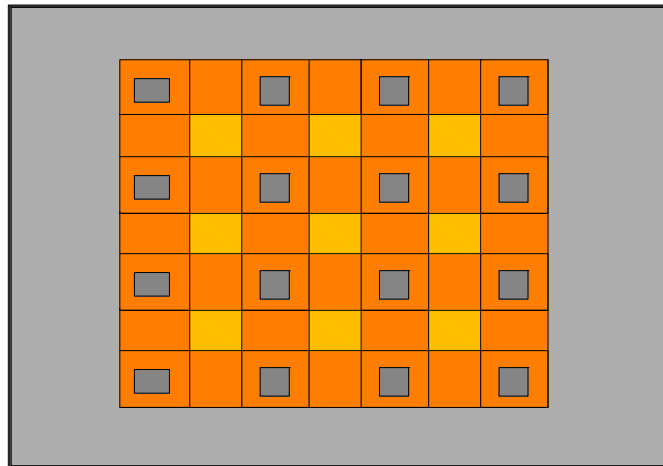


Figura [6.1] – Losa con vigas de fundación
(Fuente: Elaboración propia)

Para el diseño de estas fundaciones es necesario hacer suposiciones razonablemente realistas con respecto a la distribución de presiones de contacto que actúan como cargas hacia arriba sobre la fundación.

Una losa con vigas de fundación puede ser diseñada con vigas en una y dos direcciones.

6.2 LOSA DE FUNDACIÓN CON VIGAS EN UNA DIRECCIÓN

La disposición de una losa con vigas de fundación en una dirección se la puede observar en la figura [6.2], como se puede ver las vigas en la losa están dispuestas solo a un lado es decir solo longitudinalmente o transversalmente.



Las excentricidades producidas por las reacciones de las columnas, no deben ser grandes, es decir que no se genere diferencias muy amplias entre presiones comparando con la mayor calculada.

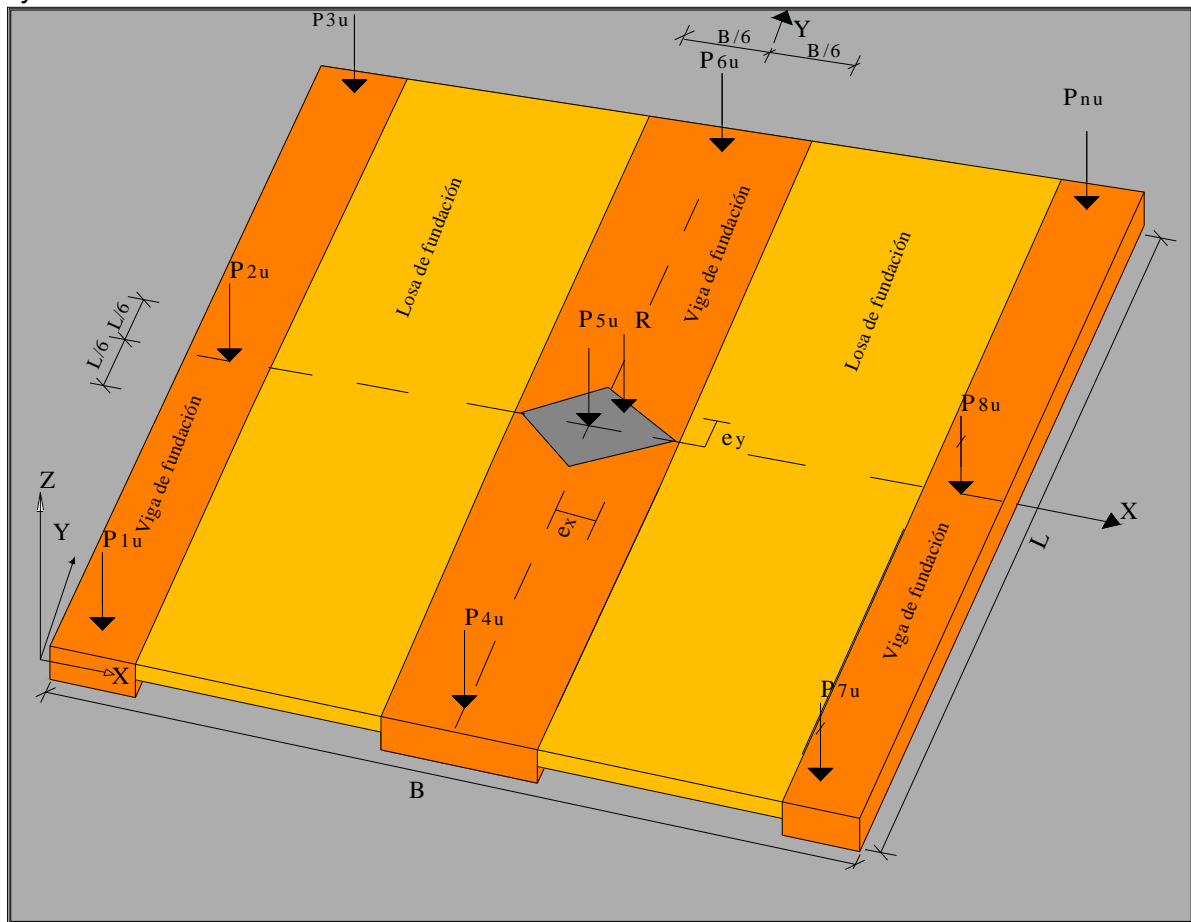


Figura [6.2] – Losa con vigas en una dirección
(Fuente: Elaboración propia)

Para el diseño estructural de una losa con vigas se asume una distribución de presiones uniforme en la base de la fundación. A continuación se presenta el procedimiento de diseño.

6.2.1 Ubicación de la resultante

Se debe encontrar el punto donde actúa la resultante, previamente se calcula el centro de gravedad de la fundación (x_G, y_G).

La resultante de la losa de fundación viene dada por la siguiente ecuación:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i \quad \text{Ec. (6.1)}$$

Donde P_i es la carga actuante de cada una de las columnas.

Si la fundación es de forma rectangular entonces el centro de gravedad se encuentra con:

$$x_G = \frac{B}{2} \quad \text{Ec. (6.2)}$$

$$y_G = \frac{L}{2} \quad \text{Ec. (6.3)}$$



Si se encuentra el caso de una losa de fundación irregular se deberá encontrar el centro de gravedad usando el Teorema de Steiner.

Entonces se encontrará el punto donde actúa la resultante con las siguientes ecuaciones:

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot x_i \quad \text{Ec. (6.4)}$$

$$R \cdot y_R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot y_i \quad \text{Ec. (6.5)}$$

Una vez encontrada la resultante y sus coordenadas se calcula las excentricidades:

$$e_x = |x_R - x_G| \quad \text{Ec. (6.6)}$$

$$e_y = |y_R - y_G| \quad \text{Ec. (6.7)}$$

Donde: e_x, e_y = Excentricidad de la resultante R

Verificar que la resultante “R” este dentro del núcleo central y cumpla con las condiciones admisibles.

$$e_x \leq \frac{L}{6} \quad \text{Ec. (6.8)}$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \quad \text{Ec. (6.9)}$$

Si se verifica las expresiones anteriores, entonces se cumple con las condiciones de volteo, si no cambiar dimensiones de la losa de manera que las excentricidades estén dentro del núcleo central.

6.2.2. Análisis de presiones

Posteriormente encontrar la presión del suelo en algunos puntos de la losa.

$$q = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x \quad \text{Ec. (6.10)}$$

Donde:

A_z = Área de la fundación en contacto con el suelo $B \times L$

M_x, M_y = Momento de las cargas de columnas con respecto al eje “x”, “y” respectivamente

I_x, I_y = Momento de Inercia con respecto al eje “x”, “y”.

x, y = Coordenadas donde se requiere la presión q (locales).

$$M_x = R \cdot e_y \quad \text{Ec. (6.11)}$$

$$M_y = R \cdot e_x \quad \text{Ec. (6.12)}$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} \quad \text{Ec. (6.13)}$$

$$I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} \quad \text{Ec. (6.14)}$$



Remplazando los valores de las ecuaciones (6.11), (6.12), (6.13), (6.14), en la ecuación principal (6.10) se obtiene:

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot y}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot x}{L^2} \right] \quad \text{Ec. (6.15)}$$

Se debe realizar el cálculo de presiones en muchos puntos de la losa, es recomendable realizar para los puntos más alejados de la resultante. La presión obtenida en cualquier punto debe ser menor a la presión admisible.

$$q < q_a \quad \text{Ec. (6.16)}$$

Verificando que la presión admisible sea menor a la calculada se cumple con la condición de hundimiento.

Nota.- La ecuación (6.15) es la ecuación en cualquier punto de la losa, \pm son signos de x, y que se analiza desde el centro de gravedad de la fundación.

6.2.3. Dimensionamiento en elevación

En el dimensionado en elevación calcular la altura de la viga, haciendo la verificación de corte por punzonamiento, se debe tomar en cuenta que el ancho de la viga debe contener el perímetro crítico.

Asumir " d " canto útil para la viga de la fundación.

6.2.3.1. Verificación a corte por punzonamiento.

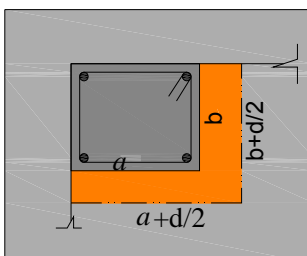
Teniendo en cuenta que debe verificar al corte por punzonamiento. Encontrar la carga última total de todas las columnas.

$$P_{ui} = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

$$P_{ui} = 1.4 \cdot D \quad \text{Ec. (6.17)}$$

Las secciones críticas por punzonamiento están ubicadas a una distancia " d " de la columna. Por lo tanto la expresión para el cálculo de " b_0 " que es el perímetro crítico está en términos de " d ", que depende de la posición de la columna con respecto al plano.

a). Columna de esquina



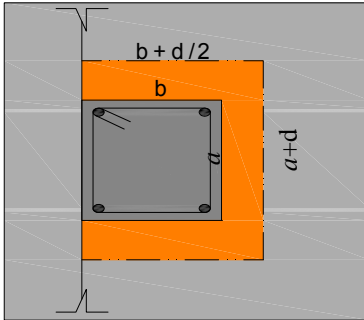
$$A_0 = (a + d/2) \cdot (b + d/2) \quad \text{Ec. (6.18)}$$

$$b_0 = (a + d/2) + (b + d/2)$$

$$b_0 = (a + b + d)$$



b). Columna lateral

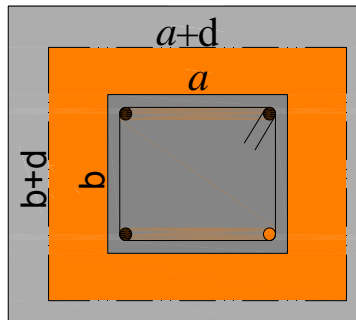


$$A_0 = (a + d/2) \cdot (b + d) \quad \text{Ec. (6.19)}$$

$$b_0 = 2(b + d/2) + a + d$$

$$b_0 = 2(b + a/2 + d)$$

c). Columna central



$$A_0 = (a + d) \cdot (b + d) \quad \text{Ec. (6.20)}$$

$$b_0 = 2(a + d) + 2(b + d)$$

$$b_0 = 2(a + b + 2d)$$

El cálculo se lo debe realizar para todas las columnas de la fundación si se desea simplificar el trabajo se hace solo para la columna que tenga mayor carga y menor sección es decir la columna más crítica.

Finalmente se procede a verificar:

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_0 \cdot d} \quad \text{Ec. (6.21)}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05*:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (6.22)}$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (6.23)}$$

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (6.24)}$$

Donde:

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.2.1) Pág.192



$\alpha_s = 20$ cargas aplicadas en la esquina de una zapata

$\alpha_s = 30$ para cargas aplicadas en el borde de una zapata

$\alpha_s = 40$ para cargas aplicadas hacia el centro de una zapata

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto a los 28 días.

b_0 = Perímetro de la sección crítica para cortante.

d = Canto útil de la viga que es parte de la fundación.

Cumpliendo los requisitos se debe verificar la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c$$

Ec. (6.25)

6.2.4. Análisis de esfuerzos.

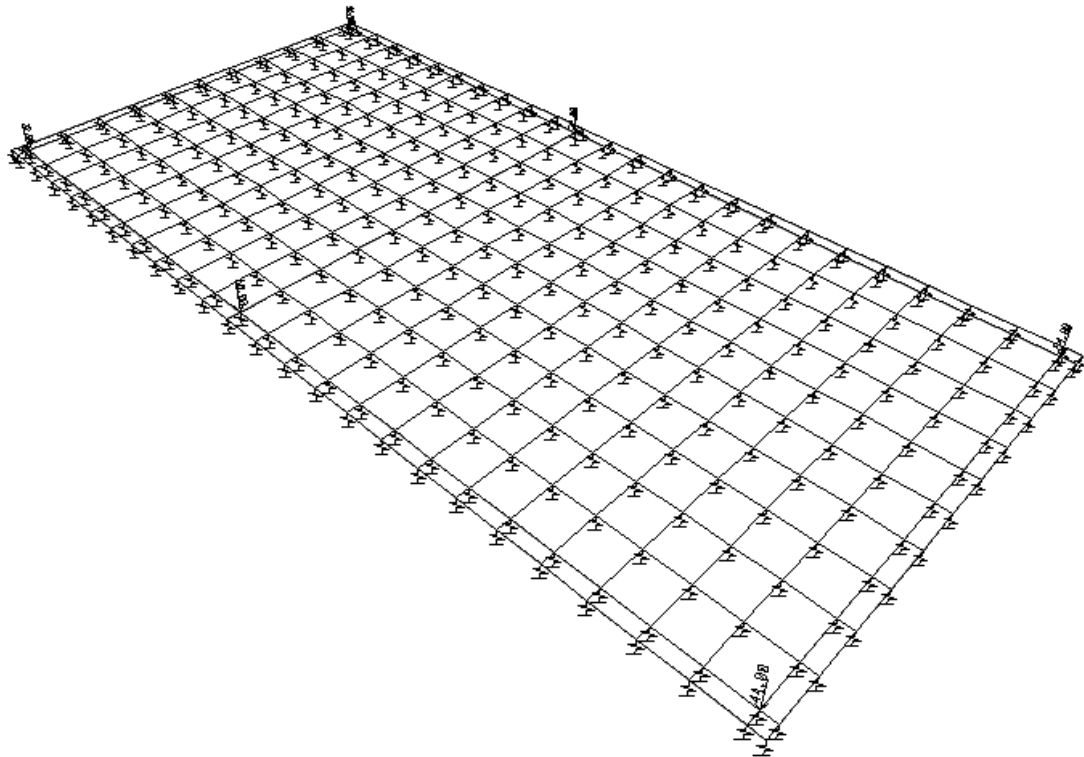


Figura [6.3.]- Modelo matemático usado para el análisis de esfuerzos en el método elástico
(Fuente: Elaboración propia)

El modelo estructural para el análisis de esfuerzos en lecho elástico consiste en discretizar la fundación en pequeños elementos placas unidimensionales, tal como se aprecia en la figura [6.3]. La cantidad de elementos dependerá de la precisión requerida en el análisis de esfuerzos, puesto que todo programa computacional que utiliza la teoría de los elementos finitos, tiende a un cálculo matemático más preciso, cuanto mayor sea la cantidad de elementos discretizados.

Las áreas de influencia varían según la posición del nudo.



Para cada nudo se encontrar las constantes de los elementos elásticos, multiplicando el área de influencia de un punto de la fundación por el coeficiente de balasto:

$$k_i = k_s \cdot A_{\text{inf } i} \quad \text{Ec. (6.26)}$$

Donde:

k_i = Constante del resorte del nodo i .

k_s = Coeficiente de balasto.

A = Área de influencia del nodo i . $A = b \cdot c_i$

Una vez calculadas las constantes de los elementos elásticos se introduce al programa "SAP2000" dichos datos, y se encontrarán los esfuerzos de los momentos M11, M22. Con los momentos encontrados por el programa se procede a calcular la armadura necesaria.

Para las vigas de la fundación igualmente se debe discretizar y encontrar las constantes en cada nodo obteniendo del programa sus diagramas de momentos y cortantes con lo que se puede diseñar la viga.

6.2.5. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la losa

Una vez obtenidos los diagramas de momentos de la losa se procede a calcular la armadura para todos los momentos de la losa con la siguiente ecuación:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \quad \Leftrightarrow \quad a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ec. (6.27)}$$

Donde: ϕ = 0.9 (Valor utilizado cuando $\varepsilon_i \geq 0.005$)

f_y = Esfuerzo de fluencia para refuerzo en tensión.

Finalmente se calculará el acero mínimo requerido con las ecuación (6.28)

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad * \quad \text{Ec. (6.28)}$$

$$A_{si} \geq A_{s \min}$$

6.2.6. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

Una vez obtenidos los momentos críticos del programa se procede a calcular la armadura en la viga. Las expresiones para dicho cálculo de acero son:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \quad \Leftrightarrow \quad a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (6.29)}$$



Donde: $\phi = 0.9$ (Valor utilizado cuando $\varepsilon_t \geq 0.005$)

f_y = Esfuerzo de fluencia para refuerzo en tensión.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

Después determinar acero mínimo ACI 05 expresada a continuación:

$$A_{si \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot B \cdot D \geq A_{si \min} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot D \quad *$$
 Ec. (6.30)

6.2.6. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

El reglamento permite diseñar a corte con el esfuerzo obtenido del diagrama de cortantes situado a una distancia d de la cara de la columna, con los valores se calcula el valor de:

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi B D} \quad \text{Ec. (6.31)}$$

Donde: $\phi = 0.75$ $i = 1, 2, 3, \dots$

Luego verificar con la cortante nominal admisible que es:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (6.32)}$$

Si:

$$v_{ui} \leq v_c \rightarrow \text{Estribos } \phi \leq c / D/2 \quad \text{ó } c / 60 \text{ cm.}$$

$v_{ui} > v_c \rightarrow$ Refuerzo adicional, realizar cálculo con la siguiente ecuación:

$$Sep = \frac{A_v f_y}{(v_{ui} - v_c) B} \quad ** \quad \text{Ec. (6.33)}$$

Donde:

$$A_v = \frac{\pi \cdot \phi^2}{2} \quad \text{Ec. (6.34)}$$

ϕ = Diámetro del estribo que se utilizará

El recubrimiento r en cualquier tipo de fundaciones es recomendable usar como mínimo 5 cm., esto por el motivo de la humedad que es casi frecuente en esta parte de la estructura.

$$H = D + r \quad \text{Ec. (6.35)}$$

La sección de la viga será:

$$H \times B$$

Se debe realizar el cálculo para todas las vigas de la fundación.

*Reglamento ACI 318S-05 (10-3) Pág.131

**Reglamento ACI 318S-05 (11.5.7.2) Pág.168



6.3 LOSA DE FUNDACIÓN CON VIGAS EN DOS DIRECCIONES

La disposición de una losa con vigas de fundación en dos direcciones se puede observar en la figura [6.4], como se ve las vigas en la losa están dispuestas a ambos sentidos de la losa es decir tanto longitudinalmente como transversalmente.

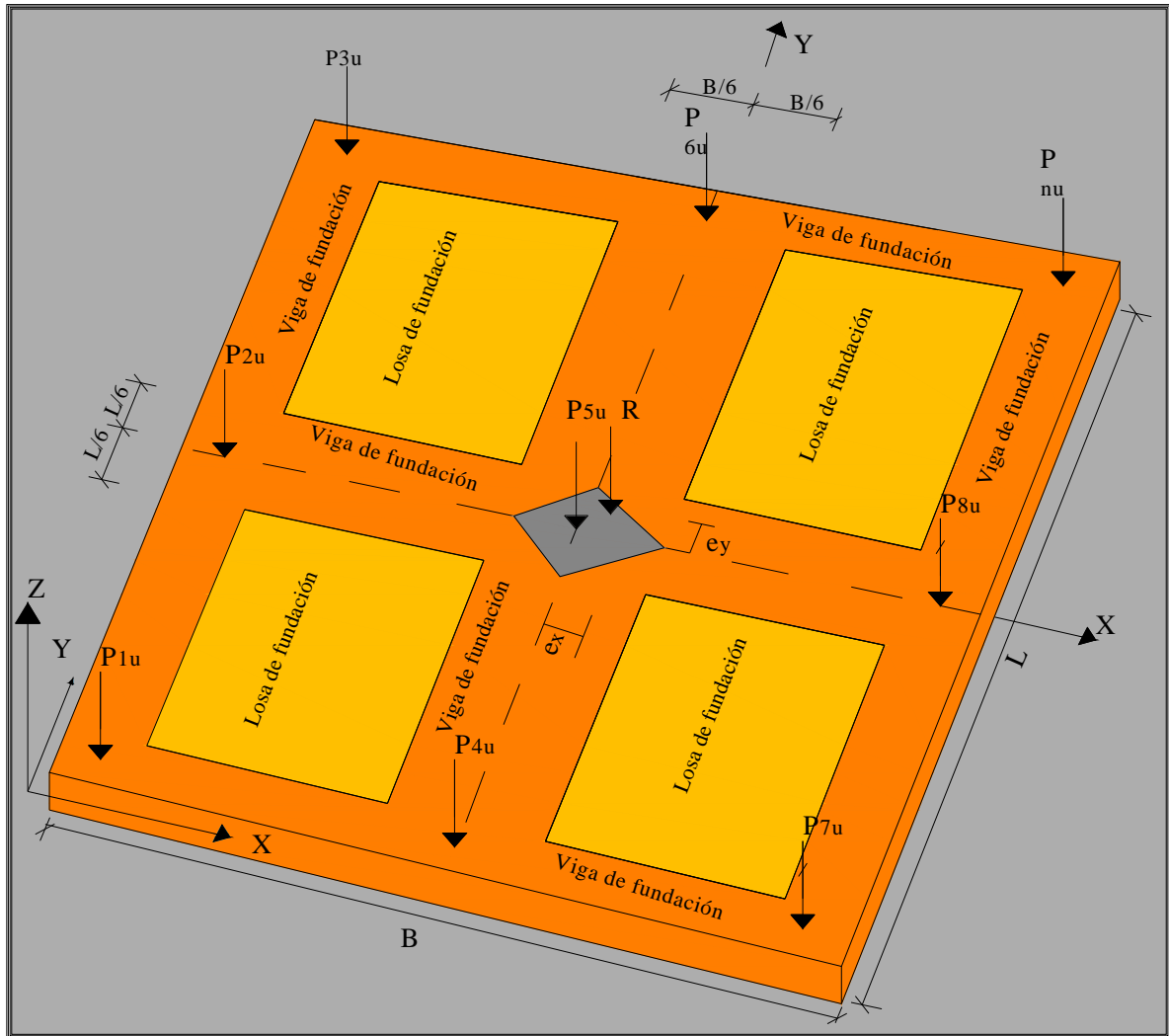


Figura [6.4] – Losa con vigas en dos direcciones
(Fuente: Elaboración propia)

Al igual que en el caso anterior para el diseño estructural de la fundación se asume una distribución de presiones uniforme en la base de la fundación.

6.3.1 Ubicación de la resultante

Se debe encontrar el punto donde actúa la resultante (x_R, y_R) y el centro de gravedad de la fundación (x_G, y_G) .

Para la verificación al volteo se sigue el mismo procedimiento que para una losa con vigas en una dirección.

Si no se cumple esta condición cambiar dimensiones de la losa de manera que las excentricidades estén dentro del núcleo central.



6.3.2. Análisis de presiones

Para el análisis de presiones se debe seguir el mismo procedimiento anterior obteniendo finalmente la siguiente ecuación:

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot y}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot x}{L^2} \right] \quad \text{Ec. (6.36)}$$

Se debe realizar el cálculo de presiones en muchos puntos de la losa, entonces, la presión obtenida en cualquier punto debe ser menor a la presión admisible.

$$q < q_a \quad \text{Ec. (6.37)}$$

Verificando que la presión admisible sea mayor a la calculada se cumple con la condición de hundimiento.

6.3.3. Dimensionamiento en elevación

En el dimensionado en elevación calcular la altura de la viga realizando la verificación de corte por punzonamiento, se deberá tomar en cuenta que el ancho de la viga debe contener el perímetro crítico. La verificación se la debe realizar para las vigas en ambas direcciones.

Asumir " d " canto útil o altura para la viga de fundación.

6.3.3.1. Verificación a corte por punzonamiento.

Las secciones críticas por punzonamiento están ubicadas a una distancia " d " de la columna. Por lo tanto la expresión para el cálculo de " b_0 " que es el perímetro crítico esta en términos de " d ", que depende de la posición de la columna con respecto al plano.

Se sigue el desarrollo anterior.

Finalmente se procede a verificar:

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_0 \cdot d} \quad \text{Ec. (6.38)}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05*:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (6.39)}$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (6.40)}$$

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (6.41)}$$



Donde:

β = Relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$\alpha_s = 20$ cargas aplicadas en la esquina de una zapata

$\alpha_s = 30$ para cargas aplicadas en el borde de una zapata

$\alpha_s = 40$ para cargas aplicadas hacia el centro de una zapata

v_c = Tensión cortante proporcionada por el concreto.

f'_c = Resistencia específica a la compresión del concreto a los 28 días.

b_0 = Perímetro de la sección crítica para cortante.

d = Canto útil de la zapata

Cumpliendo los requisitos se debe verificar con la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c \quad \text{Ec. (6.42)}$$

6.3.4. Análisis de esfuerzos.

El modelo estructural para el análisis de esfuerzos en lecho elástico consiste en discretizar la fundación en pequeños elementos placas unidimensionales, tal como se aprecia en la figura [6.3]. La cantidad de elementos dependerá de la precisión requerida en el análisis de esfuerzos, puesto que todo programa computacional que utiliza la teoría de los elementos finitos, tiende a un cálculo matemático más preciso, cuanto mayor sea la cantidad de elementos discretizados.

Las áreas de influencia varían según la posición del nudo.

Para cada nudo se encuentran las constantes de los elementos elásticos, multiplicando el área de influencia de un punto de la fundación por el coeficiente de balasto:

$$k_i = k_s \cdot A_{\text{inf } i}$$

Donde: k_i = Constante del resorte del nodo i .

k_s = Coeficiente de balasto.

A = Área de influencia del nodo i . $A = b \cdot c_i$

Una vez calculadas las constantes de los elementos elásticos se introduce al programa "SAP2000" dichos datos, se encontrarán los esfuerzos de los momentos M_{11} , M_{22} . Con los momentos encontrados por el programa se procede a calcular la armadura necesaria.

Para las vigas igualmente se debe discretizar y encontrar las constantes en cada nudo obteniendo del programa sus diagramas de momentos y cortantes con lo que se puede diseñar las vigas de la fundación.

*Reglamento ACI 318S-05 (11.12.2.1) Pág.192



6.3.5. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la losa

Una vez obtenidos los diagramas de momentos de la losa se procede a calcular la armadura para todos los momentos con la siguiente ecuación:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \quad \Leftrightarrow \quad a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ec. (6.43)}$$

Donde: $\phi = 0.9$ (Valor utilizado cuando $\varepsilon_t \geq 0.005$)
 f_y = Esfuerzo de fluencia para refuerzo en tensión.

Finalmente calcular el acero mínimo requerido con la siguiente ecuación:

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot h^* \quad \text{Ec. (6.44)}$$

6.3.6. Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

Una vez calculado los momentos críticos del programa se procede a calcular la armadura en la viga. Las expresiones para dicho cálculo de acero son:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \quad \Leftrightarrow \quad a = \frac{A_{si} f_y}{0.85 f'_c B} \quad \text{Ec. (6.45)}$$

Donde: $\phi = 0.9$ (Valor utilizado cuando $\varepsilon_t \geq 0.005$)
 f_y = Esfuerzo de fluencia para refuerzo en tensión.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

Después determinar acero mínimo ACI 05 expresada a continuación:

$$A_{si \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f} \cdot B \cdot D \geq A_{si \min} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot D^{**} \quad \text{Ec. (6.46)}$$

6.3.7. Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

El reglamento permite diseñar a corte con el esfuerzo obtenido del diagrama de cortantes situado a una distancia d de la cara de la columna, con los valores se calcula el valor de:

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi B D} \quad \text{Ec. (6.47)}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, s$$

Luego verificar con la tensión cortante admisible que es:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (6.48)}$$

*Reglamento ACI 318S-05 (7.12.2.1) Pág.98

**Reglamento ACI 318S-05 (10-3) Pág.131



Si:

$$v_{ui} \leq v_c \rightarrow \text{Estribos } \phi \geq 8 \text{ c / } D/2 \text{ ó } c / 60 \text{ cm.}$$

$v_{ui} > v_c$ → Refuerzo adicional, realizar cálculo con la siguiente ecuación:

$$Sep = \frac{A_v f_y}{(v_{ui} - v_c) B} \quad * \quad \text{Ec. (6.49)}$$

Donde:

$$A_v = \frac{\pi \cdot \phi^2}{2} \quad \text{Ec. (6.50)}$$

ϕ = Diámetro del estribo que se utilizará

El recubrimiento r en cualquier tipo de fundaciones es recomendable usar como mínimo 5 cm., esto por el motivo de la humedad que es casi frecuente en esta parte de la estructura.

$$H = D + r \quad \text{Ec. (6.51)}$$

La sección de la viga será: $H \times B$

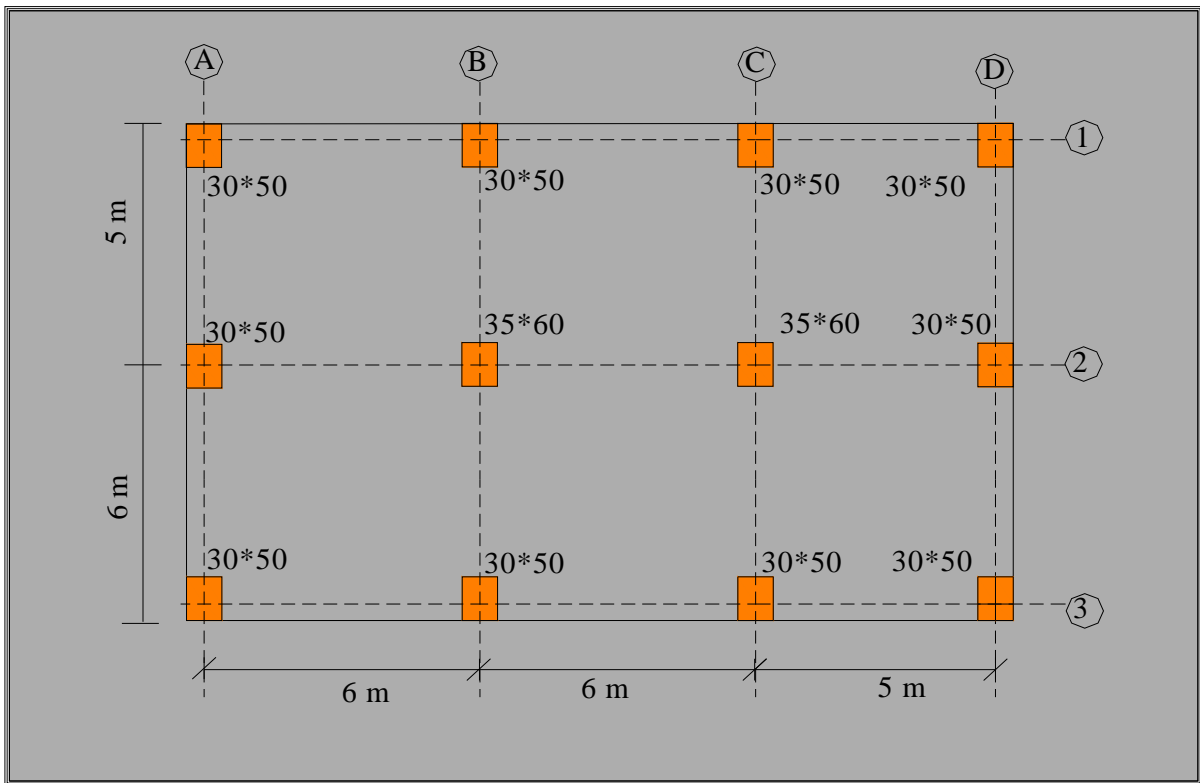
Se debe realizar el cálculo para todas las vigas de la fundación en ambas direcciones.

*Reglamento ACI 318S-05 (11.5.7.2) Pág.168



6.4. EJERCICIOS RESUELTOS

Ejercicio 6.4.1. Determinar canto útil de las vigas de la fundación



Datos: $f'_c = 210 [kg / cm^2]$

$f_y = 4200 [kg / cm^2]$

$r = 5.0 [cm]$

$q_a = 1.6 [kg / cm^2]$

$k = 3.6 [kg / cm^3]$

Columns: $A1 = A3 = D1 = D3$

$D = 120 [tn] \quad L = 20 [tn]$

Columns: $B1 = B3 = C1 = C3$

$D = 125 [tn] \quad L = 25 [tn]$

Columns: $A2 = D2$

$D = 130 [tn] \quad L = 25 [tn]$

Columns: $B2 = C2$

$D = 145 [tn] \quad L = 40 [tn]$

Paso 1.- Ubicación de la resultante

➤ **Determinar las coordenadas de la resultante**

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = 4 \cdot (140) + 4 \cdot (150) + 2 \cdot (155) + 2 \cdot (185) = 1840 [tn]$$

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i$$

$$1840 \cdot x_R = 0.15(140+140+155) + 6.15(150+150+185) + 12.15(150+150+185) + 17.15(140+140+155)$$

$$x_R = 8.92 [m]$$



$$R \cdot y_R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i$$

$$1840 \cdot y_R = 0.25(140 + 140 + 150 + 150) + 6.25(155 + 185 + 185 + 155) + 0.25(140 + 140 + 150 + 150)$$

$$y_R = 5.94[m]$$

$$\text{Por lo tanto: } e_x = x_R - x_G = 8.92 - 8.65 \Rightarrow e_x = 0.27[m]$$

$$e_y = y_R - y_G = 5.94 - 5.75 \Rightarrow e_y = 0.19[m]$$

Dimensionar el núcleo central:

$$\frac{L}{6} = \frac{8.65}{6} = 1.44[m]$$

$$\frac{B}{6} = \frac{5.75}{6} = 0.96[m]$$

$$e_x \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.27 \leq 1.44 \quad ok$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0.19 \leq 0.96 \quad ok$$

\therefore Se cumple con las condiciones de volteo.

$$x_G = 8.65[m]$$

$$y_G = 5.75[m]$$

Paso2.-Análisis de presiones

Consecutivamente encontrar presión del suelo en algunos puntos de la losa.

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot \bar{y}}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot \bar{x}}{L^2} \right] \quad \dots \text{ Todo respecto al C.G.}$$

$$q = \frac{1840}{11.5 \cdot 17.3} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot 0.96 \cdot \bar{y}}{11.5^2} \pm \frac{12 \cdot 1.44 \cdot \bar{x}}{17.3^2} \right]$$

$$q = 9.143 \pm 0.0124 \bar{y}_i \pm 0.527 \bar{x}_i$$

$$q = 1.37[kg/cm^2] + \leq q_a \Rightarrow ok$$

\therefore Se cumple con las condiciones de hundimiento.

Paso3.-Dimensionamiento en elevación de la losa

a). Columna de esquina

$$b_o = 0.3 + \frac{d}{2} + 0.5 + \frac{d}{2}$$

$$b_o = 0.8 + d$$

$$P_u = 176[tn]$$



$$v_u = \frac{P_u}{\phi b_o d}$$

Esta última expresión deberá ser menor o igual que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 18.897 [kg/cm^2]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 20.18 [kg/cm^2]$$

$\alpha_s = 20$ para columnas de esquina

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 [kg/cm^2]$$

$$\frac{176000}{0.75 \cdot (80 + d_{\min}) d_{\min}} = 15.36$$

$$d_{\min} = 89.91 [cm]$$

b). Columnas de borde

$$b_o = 0.3 + d + (0.50 + \frac{d}{2}) \cdot 2$$

$$b_o = 1.3 + 2d$$

$$P_u = 190 [tn]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi b_o d}$$

Igualando con la ecuación de la tensión cortante admisible cuyos resultados fueron encontrados anteriormente se tiene:

$$\frac{190000}{0.75 \cdot (130 + 2 \cdot d_{\min}) d_{\min}} = 15.36$$

$$d_{\min} = 63.95 [cm]$$

c). Columnas de borde

$$b_o = 0.5 + d + (0.3 + \frac{d}{2}) \cdot 2$$

$$b_o = 1.1 + 2d$$

$$P_u = 196 [tn]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi b_o d}$$



Igualando con la ecuación de la tensión cortante admisible cuyos resultados fueron encontrados anteriormente se tiene:

$$\frac{196000}{0.75 \cdot (110 + 2 \cdot d_{\min}) d_{\min}} = 15.36$$

$$d_{\min} = 68.75[cm]$$

b). Columna interior

$$b_o = (0.35 + d) \cdot 2 + (0.6 + d) \cdot 2$$

$$b_o = 1.9 + 4d$$

$$P_u = 238[tn]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi b_o d}$$

Igualando con la ecuación de la tensión cortante admisible cuyos resultados fueron encontrados anteriormente se tiene:

$$\frac{238000}{0.75 \cdot (190 + 4 \cdot d_{\min}) d_{\min}} = 15.36$$

$$d_{\min} = 51.94[cm]$$

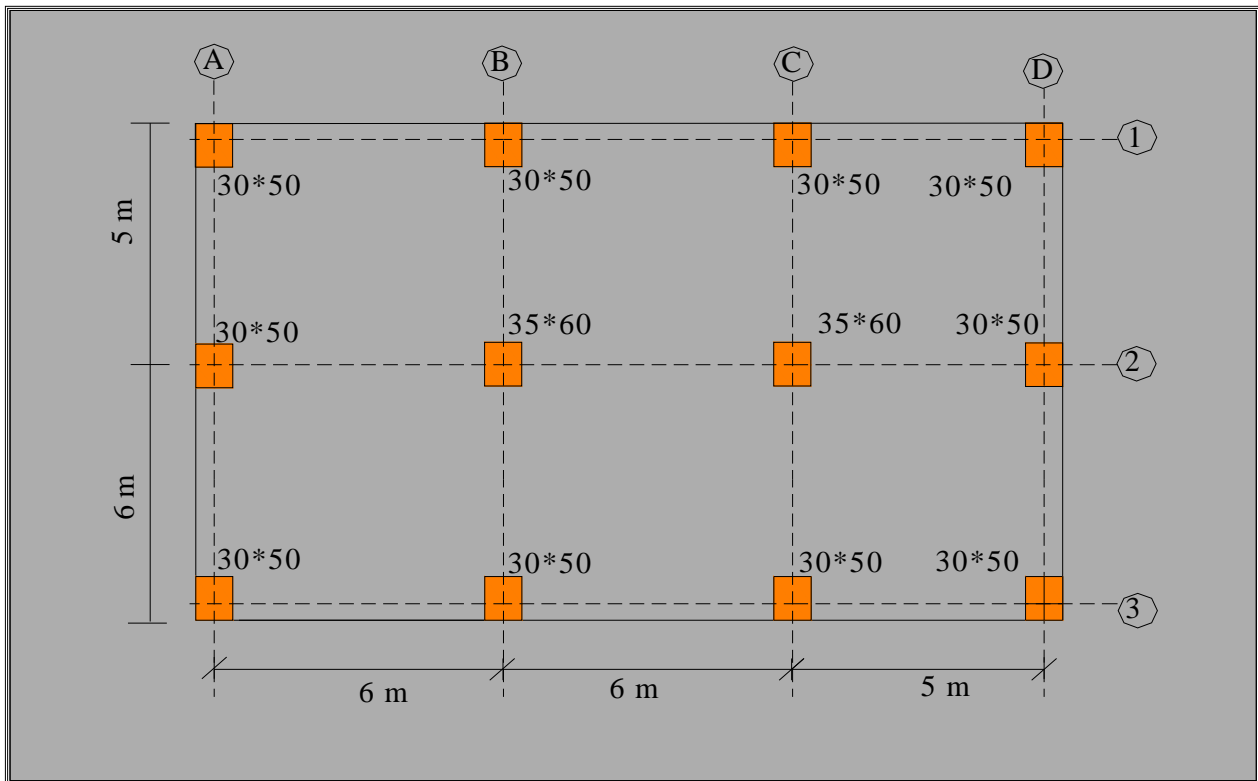
Finalmente el canto útil mínimo será el mayor de los valores encontrados:

$$d_{\min} = 89.91[cm]$$



6.5. EJERCICIOS PROPUESTOS

Ejercicio 6.5.1. Determinar canto útil de las vigas de una losa de fundación con vigas



Datos: $f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$
 $r = 7.0 \text{ [cm]}$
 $q_a = 1.6 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

Columns: $A1 = A3 = D1 = D3$

$D = 100 \text{ [tn]} \quad L = 18 \text{ [tn]}$

Columns: $B1 = B3 = C1 = C3$

$D = 110 \text{ [tn]} \quad L = 20 \text{ [tn]}$

Columns: $A2 = D2$

$D = 123 \text{ [tn]} \quad L = 23 \text{ [tn]}$

Columns: $B2 = C2$

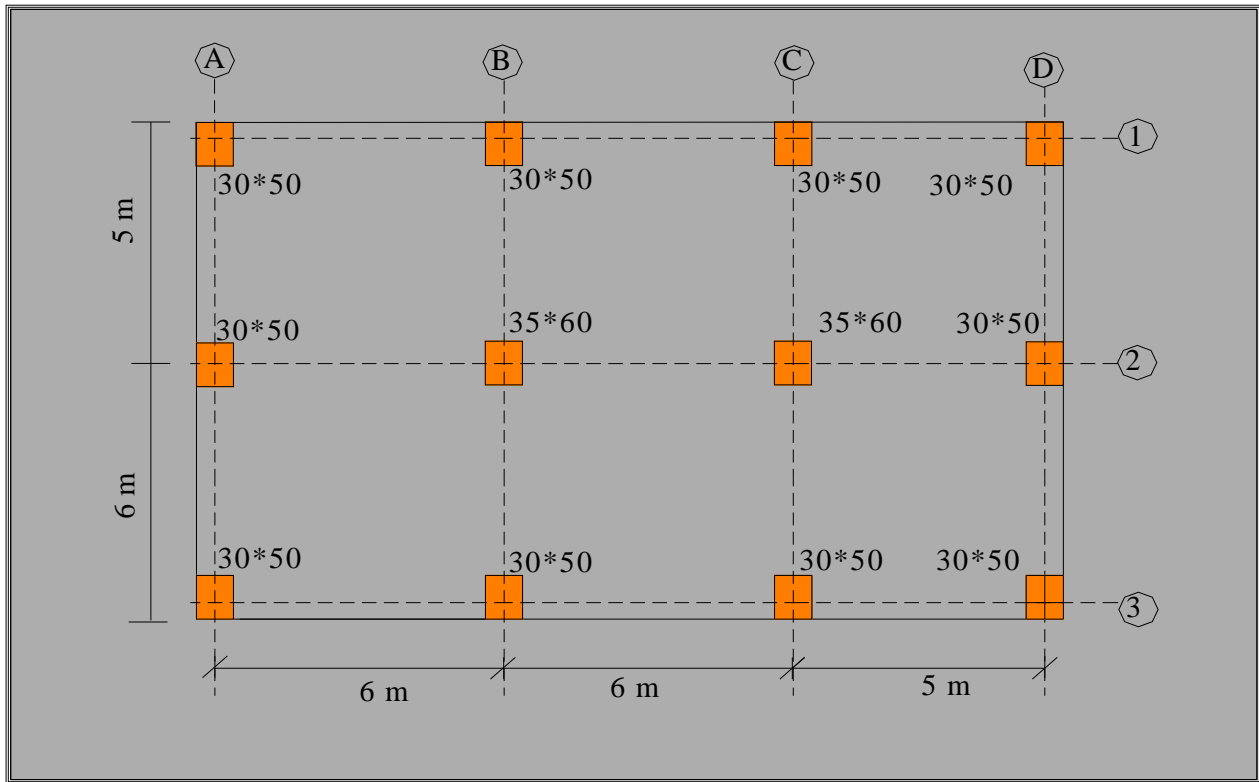
$D = 130 \text{ [tn]} \quad L = 28 \text{ [tn]}$

Respuesta:

$$d_{\min} = 80.48 \text{ [cm]}$$



Ejercicio 6.5.2. Determinar canto útil de las vigas de una losa de fundación con vigas



Datos: $f'_c = 210 [kg / cm^2]$
 $f_y = 4200 [kg / cm^2]$
 $r = 7.0 [cm]$
 $q_a = 1.5 [kg / cm^2]$

Columns: $A1 = A3 = D1 = D3$

$D = 95 [tn]$ $L = 18 [tn]$

Columns: $B1 = B3 = C1 = C3$

$D = 100 [tn]$ $L = 20 [tn]$

Columns: $A2 = D2$

$D = 120 [tn]$ $L = 23 [tn]$

Columns: $B2 = C2$

$D = 115 [tn]$ $L = 28 [tn]$

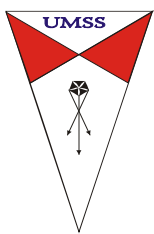
Respuesta:

$$d_{\min} = 78.3 [cm]$$

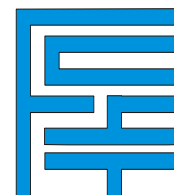


REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BRAJA M. DAS. *Ingeniería de cimentaciones.*
- CODUTO D. P. *Foundation Desing Principles and Practices.*
- DAS. *Shallow Foundations.*
- FRANKLIN ANTEZANA. *Proyecto de grado, Análisis de fundaciones superficiales: Influencia del coeficiente de balasto.*
- FUNDACIONES I. *Cuaderno de apuntes Gabriela Sempertegui Tapia, Lisbeth Camacho Torrico.*
- GEORGE WINTER, ARTHUR H. NILSON. *Proyecto de estructuras de hormigón.*
- J. CALAVERA. *Cálculo de estructuras de cimentaciones.*
- JOSE MARIA RODRIGUEZ ORTIZ, JESUS SERRA GESTA, CARLOS OTE MAZO. *Curso aplicado de cimentaciones.*
- JOSEPH BOWLES. *Foundation Analisis and Design.*
- JUAN ORTEGA GARCIA. *Estructuras de Fundaciones.*
- JUAN ORTEGA GARCIA. *Concreto Armado I.*
- JUAN ORTEGA GARCIA. *Concreto Armado II.*
- JULIO RIVERA, ROBERTO MORALES, CESAR FUENTE, JORGE ALBA, LUIS ZEGARRA, EDUARDO GAMIO. *Cimentaciones de concreto armado en edificaciones.*
- M. J. TOMILSON. *Cimentaciones Diseño y construcción.*
- M. SALINAS. *Mecánica de suelos II*
- MANUEL DELGADO VARGAS. *Ingeniería de cimentaciones.*
- NILSON. *Diseño de estructuras de concreto.*
- REGLAMENTO ACI 318S-05.
- REGLAMENTO ACI 318S-02.
- REGLAMENTO LRFD.
- ROBERTO MORALES MORALES. *Diseño de concreto armado.*



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE FUNDACIONES I

“ANEXOS TEXTO ALUMNO”

Trabajo Dirigido, Por Adscripción Presentado Para Optar al Diploma Académico de:
Licenciatura en Ingeniería Civil.

Presentado por:

LISBETH CARMIÑA CAMACHO TORRICO
GABRIELA SEMPETEGUI TAPIA

Tutor:

Ing. MSc. Martín Duchén Ayala

COCHABAMBA - BOLIVIA
Abril del 2009



ANEXO A

ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

1. INTRODUCCIÓN

El asentamiento de las fundaciones en una estructura puede llegar a producir agrietamientos serios y aún el colapso de la misma, por lo que resulta importante estimar su magnitud y realizar el diseño de fundaciones para eliminar o para minimizar sus efectos. El asentamiento de una fundación superficial puede ser controlado por la capacidad de carga, tema desarrollado en el capítulo dos del texto.

La relación entre los movimientos de terreno y la estabilidad de las estructuras cimentadas sobre él son muy complejas, debido a que existen varios mecanismos generadores de movimientos de terreno. Por otro lado existen diversos tipos de estructuras, disponiendo cada una de capacidad variable para resistir o ser deteriorado por el movimiento.

La mayoría de los daños de las edificaciones vinculados a movimientos de la fundación se presentan cuando surgen condiciones del suelo no previstas; principalmente por investigación inapropiada del suelo o por no haberse identificado el comportamiento del mismo. Es fundamental comprender que las condiciones del suelo son susceptibles a cambiar antes, durante y después de la construcción (Delgado 1996).

2. COMPONENTES DEL ASENTAMIENTO

El asentamiento total de fundaciones puede ser considerado como la suma de tres componentes separados de asentamiento como se explica a continuación:

$$S = S_i + S_c + S_s \quad \text{Ec. (A.1)}$$

Donde:

S = Asentamiento total de la fundación

S_i = Asentamiento inmediato

S_c = Asentamiento por consolidación

S_s = Asentamiento por consolidación secundaria.



Asentamiento inmediato (corto plazo) S_i .- Se considera que este asentamiento ocurre casi simultáneamente con la aplicación de la carga como resultado de la deformación elástica del suelo. Según Bowles (1996), el análisis de asentamiento inmediato se usa para todos los suelos granulares finos (incluyendo limos y arcillas) cuyo grado de saturación es $S \leq 90\%$ y para todos los suelos de grano grueso con un coeficiente de permeabilidad elevado, es decir, para un valor de coeficiente de permeabilidad mayor a 10^{-3} .

Asentamiento por consolidación (largo plazo) S_c .- Este tipo de asentamiento es consecuencia de las deformaciones volumétricas producidas a lo largo del tiempo y toma meses a años en desarrollarse; pero por lo general se considera que se produce en un periodo de 1 a 5 años. Es el comportamiento típico de las arcillas saturadas o casi saturadas.

Asentamiento por consolidación secundaria o de fluencia plástica S_s .- Se produce en algunos suelos después del anterior es decir después de que se ha completado la disipación del exceso de presión de poros del suelo, y es causado por la resistencia viscosa de los contactos entre las partículas del suelo.

Los tres tipos de asentamientos son típicos de arcillas y limos plásticos saturados, mientras que en el caso de suelos no saturados o cuando se trata de arenas o suelos granulares, en los que las sobrepresiones se disipan casi instantáneamente, los asentamientos son muy rápidos de tipo predominante elástico.

El asentamiento de fundaciones superficiales no está necesariamente confinado a estructuras grandes y pesadas. En arcillas y limos suaves y comprensibles, puede ocurrir un asentamiento apreciable bajo cargas ligeras.

3. CAUSAS DEL ASENTAMIENTO

El asentamiento de una estructura es el resultado de una o más de las siguientes causas:

Variación en el estrato.- Una parte del suelo se puede cimentar sobre un suelo comprensible y la otra parte sobre material no-comprensible.

Variación en la carga de la fundación.- Por ejemplo, en una fábrica podría tener una superestructura ligera rodeada de maquinaria pesada.

Diferencia en el tiempo de construcción.- El problema ocurre cuando algunas de las aplicaciones de una estructura se construyen muchos años después de haber construido la estructura original. Los asentamientos de consolidación a largo plazo pueden estar virtualmente completos en la primera construcción, pero la nueva estructura (si es con la misma carga de fundación que la primera) eventualmente se asentará de igual forma. Se



requiere previsión especial en forma de juntas verticales para prevenir la distorsión y el agrietamiento entre la vieja y la nueva construcción.

Variación de las condiciones del lugar.- Una parte del área de la estructura de un edificio se puede ocupar por una estructura pesada que se haya demolido; o en un lugar irregular, pudo haber sido necesario remover gran parte del espesor de la sobrecarga para formar un nivel. Estas variaciones causan diferentes condiciones de esfuerzo antes y después de la carga, con un asentamiento diferencial o dilatación.

Cambio en las condiciones de esfuerzo internas.- Por ejemplo:

Disminución del nivel freático

Vibración o explosión

Secado del suelo

Saturación

4. ASENTAMIENTOS TOLERABLES, DIFERENCIALES Y TOTALES.

La magnitud del asentamiento total, asentamiento diferencial, y distorsión angular que se puede tolerar, depende del comportamiento funcional de la estructura, de las necesidades del usuario, de factores económicos, etc. Debe tomarse en cuenta que el asentamiento “inmediato” debe considerarse de manera separada al asentamiento dependiente del tiempo.

Whiltow (1995) afirma que la mayor parte del daño por asentamiento se puede considerar como arquitectónico y esta referido a los revestimientos y acabados. Por tanto la mayor parte del asentamiento inmediato se presenta durante la construcción, a medida que se impone las cargas muertas, vivas y por consiguiente, los daños posteriores pueden ser reducidos de gran manera si se demora en la aplicación del acabado hasta que actúe toda la carga muerta.

El asentamiento diferencial puede ser calculado como la diferencia entre los asentamientos producidos en dos puntos adyacentes. Este puede ser estimado como tres cuartos o 75% del asentamiento máximo total.

Tiene mayor importancia el asentamiento diferencial que el total aún cuando es más difícil estimar el diferencial, debido a que la magnitud del diferencial depende del suelo y de la estructura.

En 1955 MacDonald y Skempton a partir de estudios realizados de 98 edificios, siendo la mayoría de estos estructuras antiguas de muros portantes y hormigón armado, concluyeron con los datos que son representados en la *Tabla [A.1]*. Este estudio fue comprobado por Grant et al (1974) en un estudio adicional de 95 construcciones mas recientes. A partir de estos estudios, Bowles (1996) concluyó que:



- Los valores de la *Tabla [A.1]*. son recomendables para la mayoría de las situaciones, los valores anotados entre paréntesis son los recomendados para el diseño.
- Se debe observar cuidadosamente el movimiento diferencial entre dos puntos adyacentes y establecer si la pendiente ocasionada por el asentamiento entre ambos es una pendiente aceptable.
- Los esfuerzos residuales en la estructura es importante, si se observa que existe un rango de asentamiento diferencial tolerable entre edificios similares.
- Los materiales de construcción dúctiles, tales como el acero, son capaces de resistir movimientos mucho mayores que los tolerables por el concreto o por un muro de carga.
- Los intervalos de tiempo durante el cuál ocurre el asentamiento puede ser importante, puesto que lapsos grandes de tiempo permiten a la estructura adaptarse y resistir de mejor manera el movimiento diferencial.

Tabla [A.1.] Asentamientos diferenciales, totales tolerables en edificios. [mm]
(Fuente: Foundation settlements "Bowles, 1996" pag.339)

Criterio	fundaciones aisladas	Losas de fundación
Distorsión angular (agrietamiento)		1/300
Máximos asentamientos diferenciales		
Arcillas		45 (35)
Arenas		35 (25)
Máximos asentamientos totales		
Arcillas	75	75-125 (65-100)
Arenas	50	50-75 (35-65)

Nota.- los valores entre paréntesis son los valores máximos recomendados.

Si como resultado de realizar un análisis de asentamientos de la estructura basado en la hipótesis de la completa flexibilidad en las fundaciones y en la estructura, se observa que los asentamientos totales y diferenciales exceden los límites de seguridad entonces el ingeniero puede elegir entre evitar el asentamiento o acomodar el movimiento por medio de medidas apropiadas en el diseño estructural.

Si la estructura, por si misma, no tiene suficiente rigidez para prevenir un movimiento diferencial excesivo con fundaciones extendidas ordinarias, se debe adoptar uno o la



combinación de los siguientes métodos con el fin de reducir los asentamientos totales y diferenciales a una cantidad tolerable.

- Instalación de una fundación de losa rígida, ya sea con una placa gruesa o con vigas profundas en dos o tres direcciones.
- Instalación de sótanos profundos para reducir la presión de carga neta en el suelo.
- Transferencia de la carga de la fundación hacia estratos más profundos y menos compresibles por medio de basamentos, pilas o pilotes.
- Instalación de ménsulas o escuadras en las columnas con el fin de re nivelar la superestructura.
- Instalación de cargas adicionales sobre áreas poco cargadas en forma de empuje o terraplén.



ANEXO B

TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

B.1. INTRODUCCIÓN

Cuando una columna, apoyada sobre una zapata o pedestal, transfiere su carga solo a una parte del área total del elemento de soporte, el concreto adyacente de la zapata suministra apoyo lateral a la parte de concreto directamente cargada en la base de la columna. Esto produce esfuerzos triaxiales de compresión que aumentan la resistencia del concreto sometido a carga. Este efecto es conocido como transferencia de esfuerzos.

B.2. VERIFICACIÓN DE LA TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

Para la verificación de la transferencia de esfuerzos se debe seguir el procedimiento desarrollado a continuación:

El esfuerzo de aplastamiento viene dado por la siguiente ecuación:

$$f_a = \frac{P_n}{A_1} \quad \text{Ec. (B.1)}$$

La cuál no debe excederse al admisible que es:

$$f_{au} = 0,85 \phi f'_c \quad \text{Ec. (B.2)}$$

Donde:

$$\phi = 0,65 \quad **$$

f_a = Factor de transferencia de esfuerzos.

f_{au} = Factor admisible de transferencia de esfuerzos.

P_n = Carga axial mayorada.

A_1 = Área de la columna $a \cdot b$.

Cumpliendo los requisitos de transferencia de esfuerzos verificar la siguiente relación:

$$f_a \leq f_{au} \quad \text{Ec. (B.3)}$$

*Reglamento ACI 318S-05 (10.17.1) Pág.152

**Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.4) Pág.115



Si no se cumple con la condición dada por la relación anterior se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$P_u = 0,85 \phi f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0,85 \phi f'_c A_1 \times 2 \quad * \quad \text{Ec. (B.4)}$$

Donde: $\phi = 0,65^{**}$

A_1 = Área cargada

A_2 = Área de la base inferior del tronco mayor de una pirámide.

f'_c = Resistencia característica del concreto a los 28 días

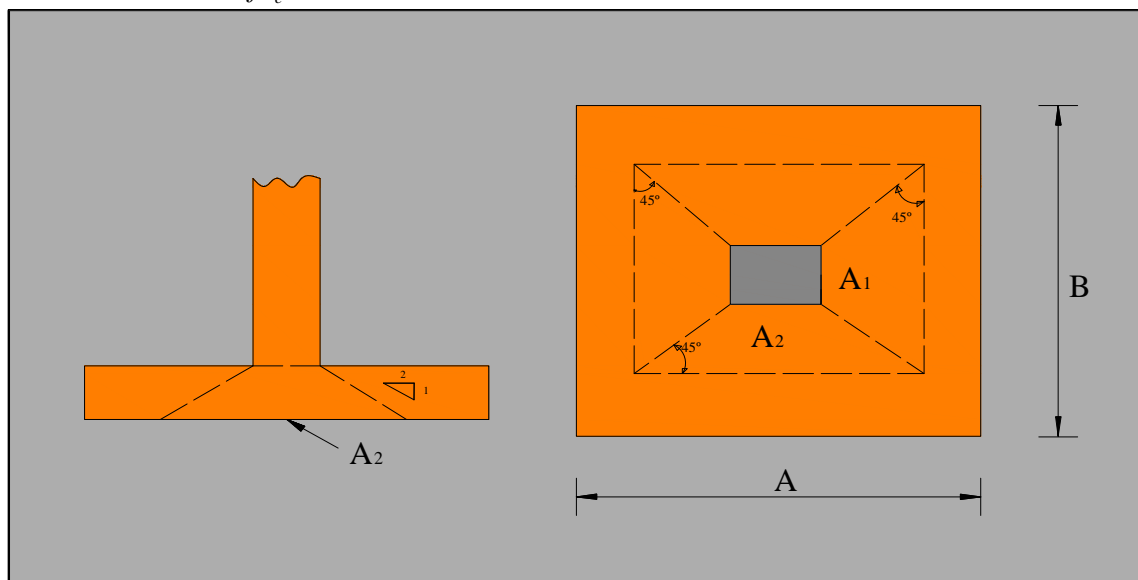


Figura [B.1] – Aplicación de la pirámide para determinar A_2
(Fuente: Elaboración propia)

Nota.- La pirámide está contenida en su totalidad dentro del apoyo, que tiene como base superior el área cargada y pendiente de los lados iguales a 1 medida vertical por 2 de medida horizontal. *Figura [B.1]*

Se calcula A_1 y A_2 :

$$A_1 = a \cdot b \quad \text{Ec. (B.5)}$$

$$A_2 = (a + 2b_2) \cdot (b + 2b_2) \quad \text{Ec. (B.6)}$$

Para el cálculo de A_2 se tiene las siguientes consideraciones según la *figura [B.2]*

$$\tan \alpha = \frac{h}{b_2} \Rightarrow b_2 = \frac{h}{\tan \alpha} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{1}{2} = 0.5 \Rightarrow b_2 = \frac{h}{0.5}$$

***DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO "Nilson", Ec. (16.10) ** Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.4) Pág.115*

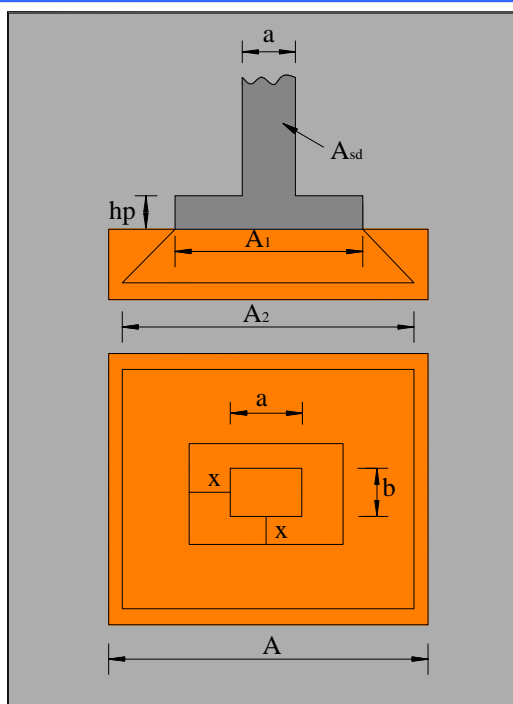


Figura [B.2] –Esquema para el cálculo de un pedestal y bastoncillos
(Fuente: Elaboración propia)

Cuando $A_1 < A_2$, se utiliza:

$$f_a \leq f_{au} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad *$$

Ec. (B.7)

Pero: $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

Ec. (B.8)

Si no cumple las condiciones, es decir $f_a > f_{au}$ se deberá: a) Colocar un pedestal, o b) Colocar arranques o bastones.

a) Colocar un pedestal

Del esquema de la figura [B.2] se obtiene:

$$A_1 = (a + 2x) \cdot (b + 2x)$$

Ec. (B.9)

$$A_1 = \frac{P_u}{f_a} = \frac{P_u}{f_{au}}$$

Ec. (B.10)

De las ecuaciones Ec. (B.9) y Ec. (B.10) se calcula x, el cual está limitado por:

$$\frac{x}{2} < \text{Altura del pedestal} \leq x$$

Ec. (B.11)

$$A_2 = (a + 2b_2) \cdot (b + 2b_2)$$

Ec. (B.12)



El esfuerzo de aplastamiento admisible se calcula con:

$$f_{au} = 0,85 \phi f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \quad \text{Ec. (B.13)}$$

$$f_a = \frac{\phi P_n}{A_1}$$

Y debe cumplir con la siguiente relación:

$$f_a \leq f_{au}$$

b) Colocar arranques o bastones

Se calcula:

$$f_a = \frac{\phi P_n}{A_1}$$

$$f_{au} = 0,85 \phi f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \quad * \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Entonces, calcular la sección adicional de bastoncillos con:

$$A_{sd} = \frac{F}{\phi \cdot f_y} \quad \text{Ec. (B.14)}$$

Donde:

$$F = (f_a - f_{au}) \cdot A_1 \quad \text{Ec. (B.15)}$$

** $\phi = 0.7$ Para bastoncillos en compresión

*** $\phi = 0.9$ Para bastoncillos en tracción

Se debe verificar que:

$$A_{sd} \geq 0.005 \cdot A_1 \quad * \quad \text{Ec. (B.16)}$$

*Reglamento ACI 318S-05 (10.17.1) Pág.152

***Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.1) Pág.114

**Reglamento ACI 318S-05 (9.3.2.2) Pág.114



ANEXO C

ADHERENCIA Y DESARROLLO EN BARRAS

C.1. ADHERENCIA

La adherencia es un factor fundamental en el comportamiento del concreto armado, si no existiera adherencia entre el acero y el concreto, se tendría prácticamente lo equivalente a un elemento de concreto solamente y no compuesta como debe ser, porque el acero estaría desligado del concreto y por lo tanto el criterio que asume igual deformación entre acero y concreto que es fundamental en la teoría de concreto armado no funcionaría.

Los mecanismos principales que permiten se produzca la adherencia entre el acero y el concreto son básicamente la adhesión química, la fricción y el aplastamiento o cortante que se produce entre las corrugaciones de la varilla y el concreto que la rodea.

C.2. LONGITUD DE ADHERENCIA

El comportamiento resistente de estructuras de hormigón armado se fundamenta en una adecuada transferencia de tensiones entre el hormigón y el acero. Cuando existe una longitud de adherencia no adecuada, que afecta a la integridad de los elementos, el mecanismo de transferencia de tensiones se deteriora, modificando negativamente la capacidad portante de las estructuras, incrementando su deformación y disminuyendo su seguridad.

El reglamento ACI calcula esta longitud para asegurar la adherencia entre el acero y el concreto. La longitud de adherencia es la longitud de la varilla de acero que se requiere embeber en el concreto para garantizar el desarrollo de su resistencia. La longitud de adherencia depende de las características de la barra: diámetro, recubrimiento, y del concreto que la rodea.

La longitud de adherencia requerida para la armadura solicitada a compresión es menor que la longitud de adherencia requerida a tracción, ya que en las barras comprimidas no se presenta el efecto debilitante que provocan las fisuras originadas por la tracción o por flexión.



La norma ACI 318-05* condiciona que la longitud de desarrollo para barras corrugadas l_d , se debe calcular a partir de la siguiente ecuación pero no debe ser menor a 30 cm.

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}} \cdot d_b \quad *$$

Ec. (C.1)

Donde:

$\psi_t = 1$, para todos los casos de zapatas con espesor menor a 30 cm.

$\psi_e = 1$, cuando se utiliza barras no recubiertas, usadas actualmente.

$\psi_s = 0.8$, para diámetros hasta 20 mm.

$\psi_s = 1$, para diámetros mayores a 20 mm.

$\lambda = 1$, concreto normal.

c_b = Espaciamiento de las barras entre ejes.

k_{tr} = Índice de refuerzo transversal

d_b = Diámetro nominal de la barra de acero.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad (2.5 \text{ es el máximo valor que puede tener la expresión})$$

Para la expresión anterior se tiene que 2.5 es el valor máximo, entonces se puede tomar este valor como el más desfavorable.

La figura [C.1] muestra los requerimientos mínimos para longitudes de desarrollo en zapatas, en resumen l_d debe ser mayor o igual que la Ec. (C.2) y mayor a 30 cm.

La longitud de desarrollo en zapatas debe ser verificado con las siguientes relaciones, se puede observar mejor en la siguiente gráfica:

$$m - r \geq l_d \quad \text{y} \quad n - r \geq l_d$$

Ec. (C.2)

*Reglamento ACI 318S-05 (12.2.3) Pág.204

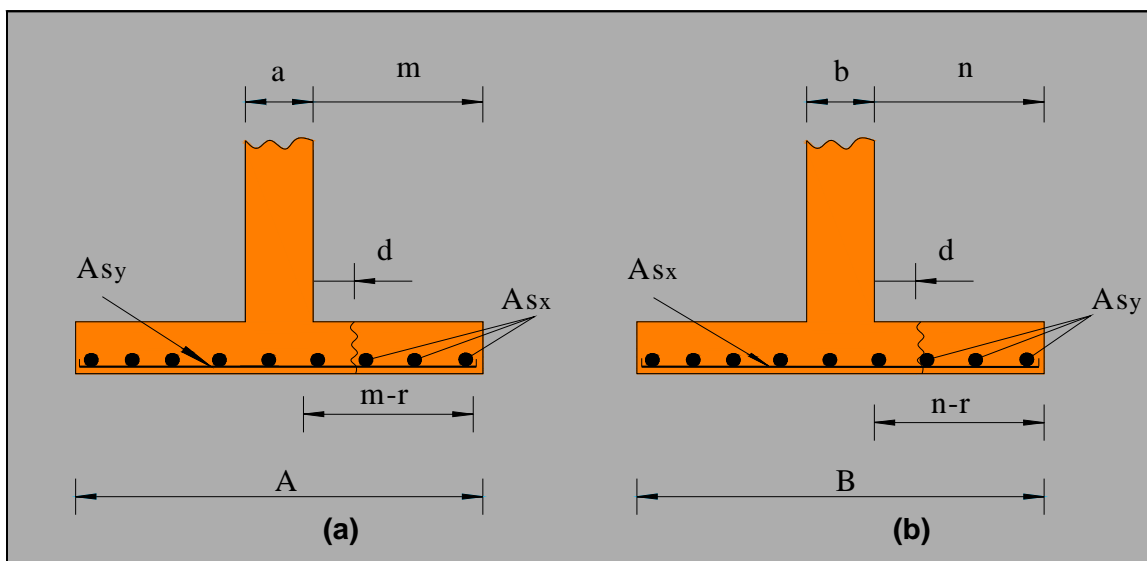


Figura [C.1] – Longitud de desarrollo (a) para el eje “x”, (b) para el eje “y”
(Fuente: Elaboración propia)

Se debe aclarar que la gráfica anterior pertenece específicamente a una zapata aislada pero se lo puede tomar como referencia para los demás tipos de zapatas en los que se desarrolla este subtítulo.

Nota.- Los ganchos que se observan en los detalles de armado de las zapatas, (capítulo 3), solo son necesarios cuando la dimensión de la zapata no sea suficiente para la longitud de adherencia.



ANEXO D

PROYECTO ZAPATAS AISLADAS

En el presente proyecto se pretende realizar el diseño de las zapatas aisladas de un edificio de cuatro plantas destinado para vivienda.

Se deberá realizar la simulación de la vivienda en un programa estructural, el programa computacional utilizado para el proyecto es el SAP 2000, del análisis realizado se obtiene los esfuerzos a los que está sometida la estructura, y con estos se diseña las columnas y fundaciones de la estructura.

I. DATOS DEL PROYECTO

➤ **Características generales del estudio de suelos**

Como no se cuenta con un estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra, se adoptará un valor, para la carga admisible del suelo (q_a):

El valor adoptado será: $q_a = 1.3 [kg/cm^2]$

➤ **Límite de fluencia del acero**

Fluencia del acero: $f_y = 4200 [kg/cm^2]$

➤ **Resistencia característica del H^o**

Resistencia característica del hormigón: $f'_c = 210 [kg/cm^2]$

➤ **Normas de diseño empleadas**

Para el diseño de columnas y zapatas se utilizará la norma ACI 318 – 05

➤ **Recubrimientos**

Los recubrimientos que se deben tomar para los diferentes elementos estructurales, dependen de la agresividad del medio al que están expuestos y a las características del hormigón. Los valores usados para la elaboración del proyecto son:

- Columnas: 2.5 [cm.]
- Fundaciones: 5 [cm.]

➤ **Justificación del uso del tipo de fundación**

El tipo de fundación elegido para este proyecto son zapatas aisladas debido a que las cargas de la estructura no son considerables también porque en la construcción no se tiene límites de propiedad.



II. PREDISEÑO DE LOS ELEMENTOS

➤ Vigas:

$$h = \text{Luz de la viga} / 12$$

Para el pre-diseño elegir las dimensiones de la viga más larga es decir más crítica, para poder uniformizar con el resto de la estructura.

$$\Rightarrow h = 470 / 12$$

$$h = 40 [\text{cm}]$$

$$b = 20 [\text{cm}]$$

➤ Losas:

Para el pre-diseño de la losa tomar la más grande.

$$h_{\min} = \frac{l_n \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot \beta}$$

$$\Rightarrow h_{\min} = 14 [\text{cm}]$$

➤ Escaleras:

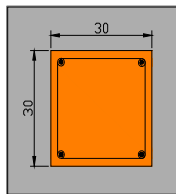
Para escaleras utilizar un espesor de 15 [cm.] ya que las cargas son mayores en esta.

$$\text{Huella} = 30 [\text{cm}]$$

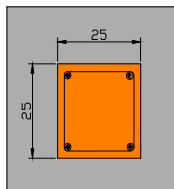
$$\text{Contra huella} = 17 [\text{cm}]$$

➤ Columnas:

La sección de columnas para cada planta asume el criterio de descenso de cargas, esto para introducir la sección de columnas en el paquete estructural SAP-2000 para luego proceder a su diseño.



30x30[cm] Para primera y segunda planta



25x25[cm] Para tercera y cuarta planta

II. DETERMINACIÓN DE CARGAS.

➤ Carga muerta Losa:

El programa estructural considera la carga muerta de toda la estructura, como el peso de las losas, vigas y también de las columnas por tal motivo solo especificamos cuanto se asumió de carga viva según el manual de carga ASCE 7-05 Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures y el código ACI.



➤ **Carga muerta losa:**

$$\text{Peso yeso} = 36 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 34 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Piso} = 75 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Lu min aria} = 15 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Muro de partición} = 100 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 260 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ **Carga muerta Escalera:**

$$\text{Peso yeso} = 30 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 60 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Piso} = 60 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Lu min aria} = 10 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del peldaño} = 210 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 370 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ **Carga viva losas:**

Según código ASCE 7-05, las cargas vivas para oficinas son:

$$\text{Carga viva para losas} = 250 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga viva para escaleras} = 500 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ **Combinaciones de carga:**

Según código ACI se toman las combinaciones críticas para diseño de columnas y fundaciones:

$$\text{Comb1} = 1.4CM$$

$$\text{Comb2} = 1.2CM + 1.6CV$$

IV. ANALISIS ESTRUCTURAL.

El programa estructural utilizado para el análisis estructural es el SAP - 2000, al ser confiable y que se encuentra a disposición.

1. DATOS DE ENTRADA.

TABLE: Program Control						
ProgramName	Versión	ProgLevel	CurrUnits	SteelCode	ConcCode	AlumCode
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text
SAP2000	8.1.2	Nonlinear	Kgf, m, C	AISC-ASD89	ACI 318-99	AA-ASD 2000

TABLE: Load Case Definitions			
LoadCase	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
Text	Text	Unitless	Text
MUERTA	DEAD	1	
VIVA	LIVE	0	



TABLE: Área Section Properties						
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	m	m
ESCALERA	CONC	0	Shell	Shell-Thin	0,15	0,15
LOSA	CONC	0	Shell	Shell-Thin	0,14	0,14

TABLE: Frame Section Properties 1 - General						
SectionName	Material	Shape	t3	t2	Área	TorsConst
Text	Text	Text	m	m	m2	m4
COL25X25	CONC	Rectangular	0,25	0,25	0,0625	0,00055
COL30X30	CONC	Rectangular	0,3	0,3	0,09	0,001141
VIGA	CONC	Rectangular	0,4	0,2	0,08	0,000732

TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
CM+CV	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
CM+CV		Linear Static	VIVA	1
ACI	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,2
ACI		Linear Static	VIVA	1,6
1,4CM	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,4

2. DATOS DE SALIDA.

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
1	0	SERVICIO	-19943,18	-226,94	-111,1	-32,53	-189,96	-545,78
1	2,55	SERVICIO	-19391,74	-226,94	-111,1	-32,53	93,35	32,91
1	5,1	SERVICIO	-18840,31	-226,94	-111,1	-32,53	376,65	611,59
1	0	1,4CM	-22119,05	-229,25	-110,79	-32,57	-188,37	-550,29
1	2,55	1,4CM	-21347,04	-229,25	-110,79	-32,57	94,15	34,3
1	5,1	1,4CM	-20575,03	-229,25	-110,79	-32,57	376,66	618,89
1	0	ACI	-25589,36	-297,6	-146,11	-42,75	-250,12	-716,03
1	2,55	ACI	-24927,64	-297,6	-146,11	-42,75	122,45	42,85
1	5,1	ACI	-24265,91	-297,6	-146,11	-42,75	495,03	801,72
2	0	SERVICIO	-20120,87	-35,32	-190,5	-32,24	-409,29	-221,04
2	2,55	SERVICIO	-19569,43	-35,32	-190,5	-32,24	76,48	-130,97
2	5,1	SERVICIO	-19018	-35,32	-190,5	-32,24	562,26	-40,91
2	0	1,4CM	-22957,27	-38,38	-193,08	-32,28	-412,68	-226,81
2	2,55	1,4CM	-22185,26	-38,38	-193,08	-32,28	79,67	-128,93
2	5,1	1,4CM	-21413,25	-38,38	-193,08	-32,28	572,02	-31,06
2	0	ACI	-25634,17	-45,54	-249,63	-42,37	-536,96	-288,86
2	2,55	ACI	-24972,45	-45,54	-249,63	-42,37	99,61	-172,72
2	5,1	ACI	-24310,72	-45,54	-249,63	-42,37	736,18	-56,58



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
3	0	SERVICIO	-14715,79	-210,83	-204,78	-28,81	-487,35	-512,44
3	2,55	SERVICIO	-14164,35	-210,83	-204,78	-28,81	34,82	25,17
3	5,1	SERVICIO	-13612,92	-210,83	-204,78	-28,81	557	562,79
3	0	1,4CM	-17104,68	-217,96	-209,93	-28,8	-495,17	-525
3	2,55	1,4CM	-16332,67	-217,96	-209,93	-28,8	40,16	30,8
3	5,1	1,4CM	-15560,66	-217,96	-209,93	-28,8	575,48	586,61
3	0	ACI	-18658,21	-275,05	-267,66	-37,87	-638,29	-669,9
3	2,55	ACI	-17996,49	-275,05	-267,66	-37,87	44,24	31,48
3	5,1	ACI	-17334,77	-275,05	-267,66	-37,87	726,78	732,86
4	0	SERVICIO	-16967,05	415,41	-543,16	-32,24	-1025,39	426,81
4	2,55	SERVICIO	-16415,61	415,41	-543,16	-32,24	359,68	-632,5
4	5,1	SERVICIO	-13896,5	-874,35	35,47	-35,32	171,17	876,31
4	0	1,4CM	-19192,4	423,05	-555,98	-31,83	-1044,25	439,48
4	2,55	1,4CM	-18420,39	423,05	-555,98	-31,83	373,49	-639,3
4	5,1	1,4CM	-15695,1	-869,53	53,39	-36	163,76	852,34
4	0	ACI	-21663,73	543,79	-710,21	-42,5	-1342,26	557,33
4	2,55	ACI	-21002,01	543,79	-710,21	-42,5	468,77	-829,34
4	5,1	ACI	-17750,08	-1150,51	41,49	-46,23	227,08	1158,56
5	0	SERVICIO	-44851,8	-269,32	-97,16	-32,32	-166,11	-562,35
5	2,55	SERVICIO	-44300,36	-269,32	-97,16	-32,32	81,65	124,41
5	5,1	SERVICIO	-43748,93	-269,32	-97,16	-32,32	329,4	811,18
5	0	1,4CM	-47396,29	-268,08	-95,67	-32,34	-162,52	-560,78
5	2,55	1,4CM	-46624,28	-268,08	-95,67	-32,34	81,43	122,83
5	5,1	1,4CM	-45852,27	-268,08	-95,67	-32,34	325,39	806,43
5	0	ACI	-58221,08	-354,32	-128,12	-42,47	-219,34	-739,55
5	2,55	ACI	-57559,36	-354,32	-128,12	-42,47	107,37	163,97
5	5,1	ACI	-56897,63	-354,32	-128,12	-42,47	434,08	1067,48
6	0	SERVICIO	-50265,88	47,8	-203,47	-32,29	-430,97	-25,06
6	2,55	SERVICIO	-49714,44	47,8	-203,47	-32,29	87,89	-146,95
6	5,1	SERVICIO	-49163,01	47,8	-203,47	-32,29	606,74	-268,84
6	0	1,4CM	-53716,94	43,93	-199,99	-32,31	-424,09	-32,12
6	2,55	1,4CM	-52944,93	43,93	-199,99	-32,31	85,89	-144,15
6	5,1	1,4CM	-52172,92	43,93	-199,99	-32,31	595,87	-256,18
6	0	ACI	-65077,71	63,93	-268,41	-42,43	-568,38	-30,92
6	2,55	ACI	-64415,98	63,93	-268,41	-42,43	116,08	-193,93
6	5,1	ACI	-63754,26	63,93	-268,41	-42,43	800,54	-356,95
7	0	SERVICIO	-42930,26	-183,42	-260,66	-31,62	-580,73	-416,11
7	2,55	SERVICIO	-42378,83	-183,42	-260,66	-31,62	83,96	51,62
7	5,1	SERVICIO	-41827,39	-183,42	-260,66	-31,62	748,66	519,35
7	0	1,4CM	-46373,38	-182,77	-256,21	-31,63	-572,25	-415,51



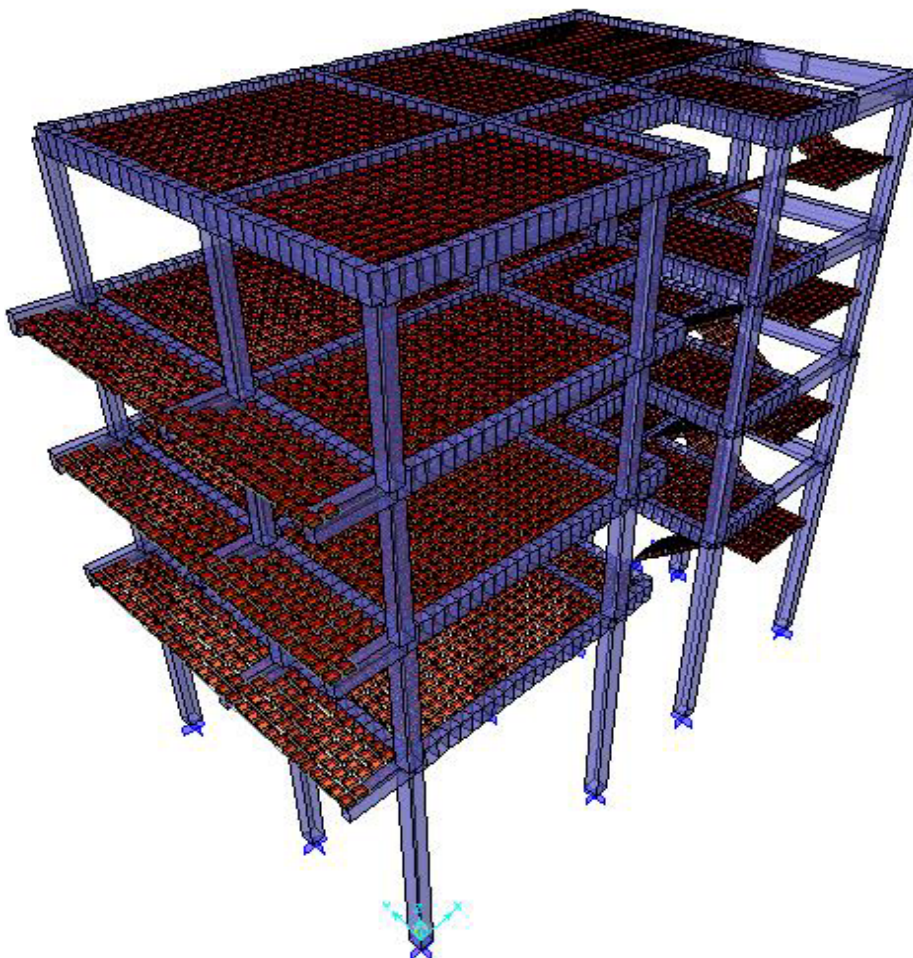
TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
7	2,55	1,4CM	-45601,37	-182,77	-256,21	-31,63	81,09	50,56
7	5,1	1,4CM	-44829,36	-182,77	-256,21	-31,63	734,43	516,63
7	0	ACI	-55438,89	-241,26	-343,86	-41,55	-765,66	-547,06
7	2,55	ACI	-54777,16	-241,26	-343,86	-41,55	111,17	68,14
7	5,1	ACI	-54115,44	-241,26	-343,86	-41,55	988,01	683,35
8	0	SERVICIO	-34707,19	126,78	-274,08	-36,98	-676,1	108,22
8	2,55	SERVICIO	-34155,76	126,78	-274,08	-36,98	22,82	-215,08
8	5,1	SERVICIO	-33604,32	126,78	-274,08	-36,98	721,73	-538,37
8	0	1,4CM	-37575,67	128,41	-273,27	-37,04	-673,82	110,49
8	2,55	1,4CM	-36803,66	128,41	-273,27	-37,04	23,02	-216,96
8	5,1	1,4CM	-36031,65	128,41	-273,27	-37,04	719,86	-544,41
8	0	ACI	-44795,6	166,16	-360,46	-48,59	-889,24	141,58
8	2,55	ACI	-44133,88	166,16	-360,46	-48,59	29,93	-282,14
8	5,1	ACI	-43472,16	166,16	-360,46	-48,59	949,09	-705,85
9	0	SERVICIO	-26212,93	-128,45	230,79	-31,82	389,52	-247,41
9	2,55	SERVICIO	-25661,49	-128,45	230,79	-31,82	-198,98	80,15
9	5,1	SERVICIO	-25110,06	-128,45	230,79	-31,82	-787,49	407,7
9	0	1,4CM	-28509,49	-129,87	230,2	-31,83	389,6	-250,27
9	2,55	1,4CM	-27737,48	-129,87	230,2	-31,83	-197,42	80,9
9	5,1	1,4CM	-26965,47	-129,87	230,2	-31,83	-784,44	412,08
9	0	ACI	-33795,11	-168,42	303,49	-41,81	511,92	-324,34
9	2,55	ACI	-33133,39	-168,42	303,49	-41,81	-261,97	105,12
9	5,1	ACI	-32471,67	-168,42	303,49	-41,81	-1035,85	534,58
10	0	SERVICIO	-30024,43	65,08	173,98	-32,19	208,56	80,52
10	2,55	SERVICIO	-29472,99	65,08	173,98	-32,19	-235,09	-85,43
10	5,1	SERVICIO	-28921,56	65,08	173,98	-32,19	-678,73	-251,39
10	0	1,4CM	-32747,83	65,62	172,6	-32,21	207,2	80,98
10	2,55	1,4CM	-31975,82	65,62	172,6	-32,21	-232,92	-86,36
10	5,1	1,4CM	-31203,81	65,62	172,6	-32,21	-673,04	-253,69
10	0	ACI	-38682,56	85,38	229,05	-42,3	274,5	105,69
10	2,55	ACI	-38020,84	85,38	229,05	-42,3	-309,59	-112,02
10	5,1	ACI	-37359,12	85,38	229,05	-42,3	-893,68	-329,74
11	0	SERVICIO	-26348,56	-70,17	108,33	-31,77	44,71	-148,36
11	2,55	SERVICIO	-25797,13	-70,17	108,33	-31,77	-231,54	30,57
11	5,1	SERVICIO	-25245,69	-70,17	108,33	-31,77	-507,79	209,5
11	0	1,4CM	-28901,51	-70,5	107,35	-31,77	43,99	-149,39
11	2,55	1,4CM	-28129,51	-70,5	107,35	-31,77	-229,75	30,39
11	5,1	1,4CM	-27357,5	-70,5	107,35	-31,77	-503,48	210,17
11	0	ACI	-33900,12	-92,13	142,66	-41,75	58,97	-194,7
11	2,55	ACI	-33238,4	-92,13	142,66	-41,75	-304,82	40,23



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
11	5,1	ACI	-32576,68	-92,13	142,66	-41,75	-668,61	275,15
12	0	SERVICIO	-15616,58	111,96	-37,8	-31,45	-273,59	160,31
12	2,55	SERVICIO	-15065,14	111,96	-37,8	-31,45	-177,2	-125,19
12	5,1	SERVICIO	-14513,71	111,96	-37,8	-31,45	-80,82	-410,68
12	0	1,4CM	-17749,18	113,76	-35,3	-31,43	-268,42	162,89
12	2,55	1,4CM	-16977,17	113,76	-35,3	-31,43	-178,4	-127,19
12	5,1	1,4CM	-16205,16	113,76	-35,3	-31,43	-88,38	-417,27
12	0	ACI	-19915,33	146,63	-50,39	-41,34	-361,05	209,96
12	2,55	ACI	-19253,61	146,63	-50,39	-41,34	-232,55	-163,96
12	5,1	ACI	-18591,89	146,63	-50,39	-41,34	-104,06	-537,87

	Carga sin mayorar (P)
	Carga mayorada (Pu)
	Momento 2 y 3 en la parte inferior
	Momento 2 y 3 en la parte superior

3. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA.

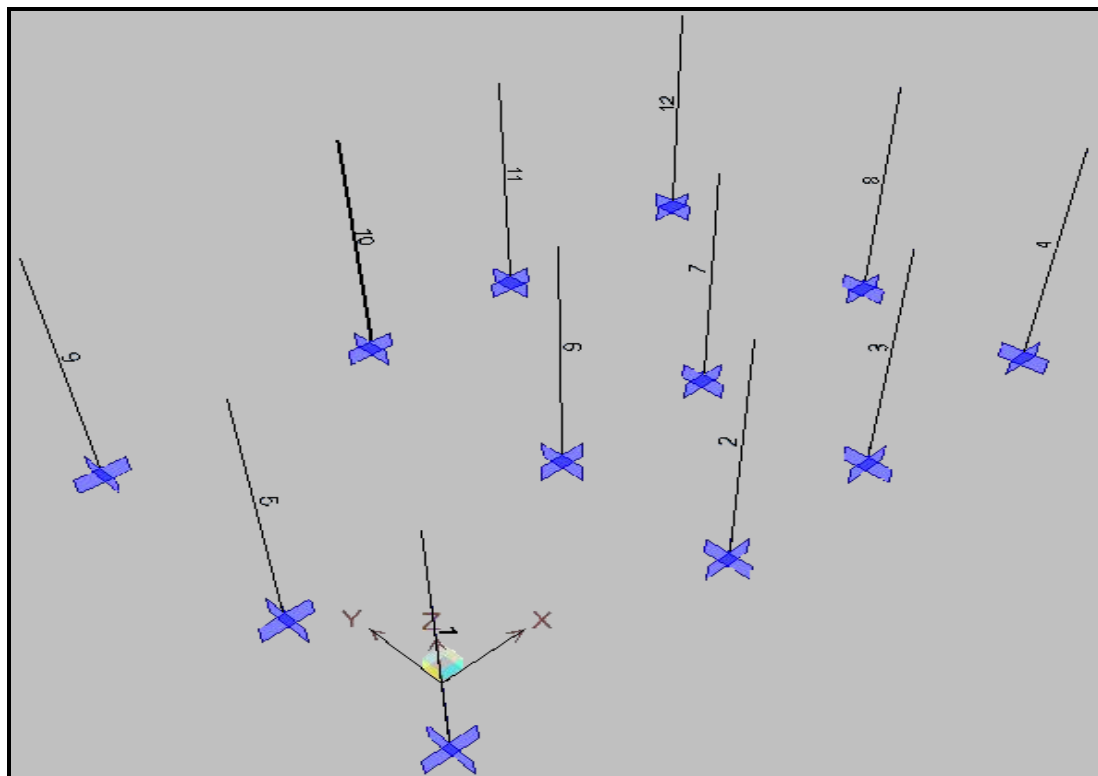




V. DISEÑO DE COLUMNAS.

El diseño de columnas se realizará en base de la norma ACI 318-02, con el programa CSI Col.

El esquema muestra la ubicación de las columnas en la estructura.

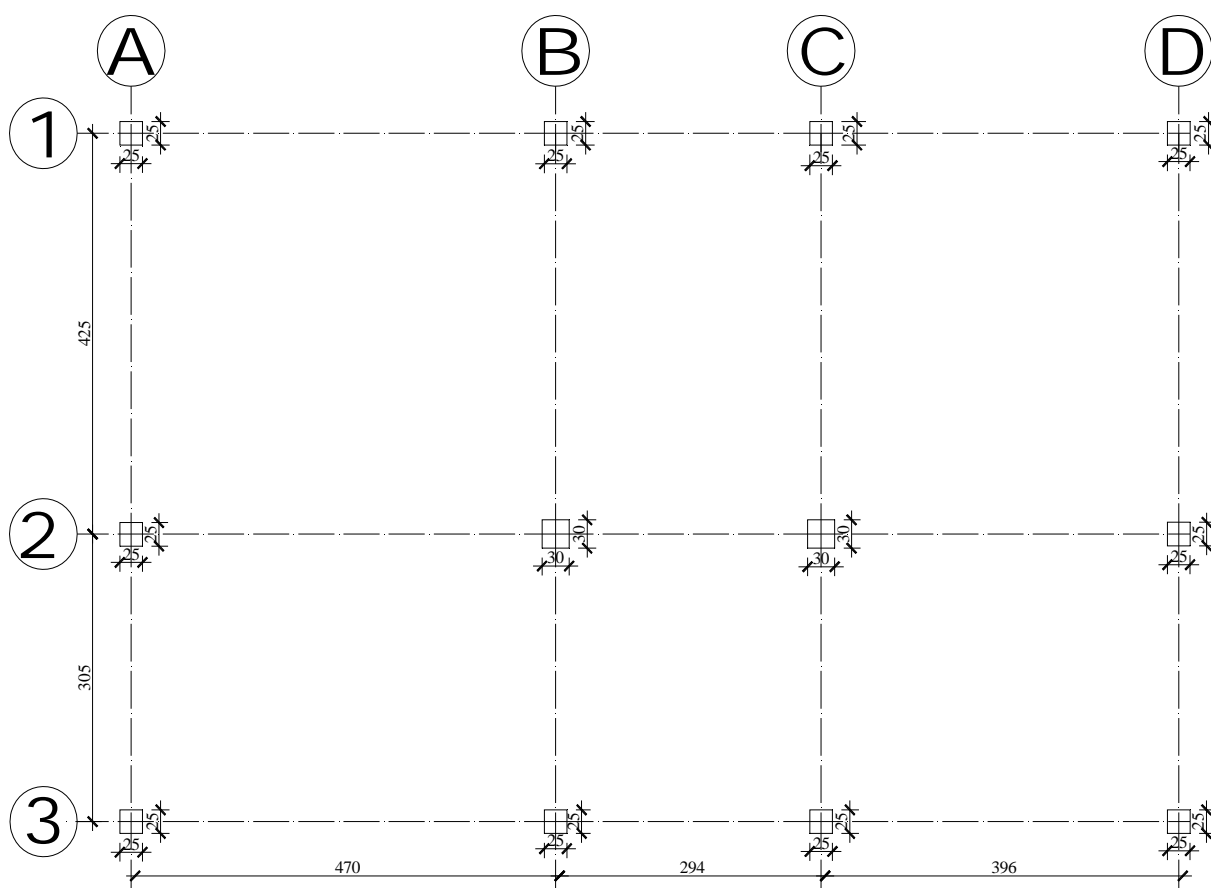


A continuación se presenta el resumen del diseño de las columnas.

Número de columna	Carga Axial (P) [tn]	Carga Axial (Pu) [tn]	Sección [cm]	Refuerzo de acero	Ubicación
1	-19,943	-25,589	25x25	4Ø16	A-3
2	-20,121	-25,634	25x25	4Ø16	B-3
3	-14,716	-18,658	25x25	4Ø16	C-3
4	-16,967	-21,664	25x25	4Ø16	D-3
5	-44,852	-58,221	25x25	4Ø16	A-2
6	-50,266	-65,078	30x30	6Ø16	B-2
7	-42,930	-55,439	30x30	6Ø16	C-2
8	-34,707	-44,796	25x25	4Ø16	D-2
9	-26,213	-33,795	25x25	4Ø16	A-1
10	-30,024	-38,683	25x25	4Ø16	B-1
11	-26,349	-33,900	25x25	4Ø16	C-1
12	-15,617	-19,915	25x25	4Ø16	D-1



➤ *Disposición de columnas en planta*



VI. DISEÑO DE ZAPATAS.

Zapata I (A-3)

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 19.943 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 25.589 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

$$q_a = \frac{P}{A \cdot B}$$

$$\text{Zapata cuadrada: } \Rightarrow A = \sqrt{\frac{P}{q_a}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{19.943}{1.3}} \Rightarrow A = 1.24 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A = 1.25 \text{ [m]} \text{ y } B = 1.25 \text{ [m]}$$

$$\text{Usar: } 1.25 \times 1.25 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A \cdot B} \Rightarrow q_u = \frac{25.589}{1.25 \cdot 1.25} \Rightarrow q_u = 16.4 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow q_u = 1.64 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$



Paso 2.- Dimensionamiento en elevación.

a) Verificación a corte por punzonamiento:

$$A_o = (a + d)(b + d)$$

$$b_o = 2 \cdot (a + b + 2d)$$

$$v_u = \frac{q_u \cdot (A \cdot B - A_o)}{\phi b_o d}$$

Asumir $d = 20$ [cm.] y verificar:

$$v_u = \frac{q_u (A \cdot B - (a + d)(b + d))}{\phi 2(a + b + 2d)d}$$

$$v_u = \frac{1.64(125 \cdot 125 - (25 + 20)(25 + 20))}{0.75 \cdot 2 \cdot (50 + 2 \cdot 20)20} \Rightarrow v_u = 8.26 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- $v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c}$, donde β es la relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$$v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 23.04 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- $v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{210}$ donde $\alpha_s = 40$ para columnas hacia el centro de la zapata

$$v_c = 0.27 \left(\frac{40 \cdot 20}{2 \cdot 90} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 25.21 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 1.06 \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 15.36 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

$\Rightarrow v_c$ será el menor de las opciones anteriores : $v_c = 15.36 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

$$v_c = 8.26 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \leq v_c = 15.36 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad \checkmark \text{ ok}$$

b) Verificación a corte por flexión:

b.1) Para el eje X:

$$m = \frac{A - a}{2} \Rightarrow m = \frac{125 - 25}{2} \Rightarrow m = 50 [cm].$$

$$q_x = q_u \cdot B \Rightarrow q_x = 1.64 \cdot 125 \Rightarrow q_x = 205 [kg / cm]$$

$$M_y = q_x \frac{m^2}{2} \Rightarrow M_y = 205 \frac{50^2}{2} \Rightarrow M_y = 256250 [kg \cdot cm]$$

$$v_u = \frac{q_u \cdot (m - d)}{\phi d} \Rightarrow v_u = \frac{1.64 \cdot (50 - 20)}{0.75 \cdot 20} \Rightarrow v_u = 3.28 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_u \leq v_c \quad \checkmark \text{ ok}$$

**b.2) Para el eje Y:**

Como la zapata es cuadrada, en el eje y se tienen las mismas dimensiones que en eje x, por lo tanto se tiene los mismos resultados.

$$\begin{aligned}\therefore d &= 20[cm]. \\ \Rightarrow h &= d + r = 20 + 5 \\ h &= 25[cm].\end{aligned}$$

Paso 3.- Transferencia de esfuerzos

$$\begin{aligned}f_a &\leq f_{au} \\ f_a &= \frac{P_u}{a \cdot b} \Rightarrow f_a = \frac{25.589}{0.25 \cdot 0.25} \Rightarrow f_a = 409.4[tn/m^2] \Rightarrow f_a = 40.94[kg/cm^2] \\ f_{au} &= 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \Rightarrow f_{au} = 0.85 \cdot 0.65 \cdot 210 \Rightarrow f_{au} = 116.025[kg/cm^2] \\ f_a &\leq f_{au} \quad \checkmark \quad ok\end{aligned}$$

Paso 4.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión

$$As1 = As2$$

Se debe adoptar el área de acero mayor entre las dos ecuaciones siguientes:

$$\begin{cases} A_{s1} = \frac{M_y}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} & a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c B} \end{cases}$$

Con $M_y = 256250 [kg.cm]$ $A_{s1} = 3.445 [cm^2]$

$$\begin{aligned}A_{s1min} &= 0.0018 \cdot B \cdot h \Rightarrow A_{s1min} = 0.0018 \cdot 125 \cdot 25 \Rightarrow A_{s1min} = 5.625 [cm^2] \\ \Rightarrow A_{s1} &= 5.625 [cm^2] = A_{s2} \Rightarrow \boxed{5\phi 12c / 28}\end{aligned}$$

Paso 5.- Verificación por adherencia

Se debe hallar la longitud mínima que se necesita de acero para que tenga una adherencia con el hormigón adecuada. Para esto se comprueba que la longitud de desarrollo sea menor que m-r y n-r, de esta manera garantizar que entra en la zapata diseñada.

$$l_d \geq \begin{cases} \frac{f_y}{3.5 \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}} d_b \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Donde: } \psi_t = 1; \quad \psi_e = 1; \quad \psi_s = 0.8; \quad \lambda = 1 \quad ; \quad \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 2.5$$



$$l_d = \frac{4200}{3.5\sqrt{210}} \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 1}{2.5} d_b$$

$$l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1.2 \Rightarrow l_d = 31.8 [cm]$$

$$m - r = 50 - 5 = 45 \Rightarrow m - r \geq 31.8 [cm] \checkmark \text{ ok}$$

$$n - r = 50 - 5 = 45 \Rightarrow n - r \geq 31.8 [cm] \checkmark \text{ ok}$$

Zapata II (B-3)

Datos:

$$f'_c = 210 [kg/cm^2]$$

$$f_y = 4200 [kg/cm^2]$$

$$q_a = 1.3 [kg/cm^2]$$

$$r = 5 [cm]$$

$$P = 20.120 [tn]$$

$$P_u = 25.634 [tn]$$

$$Columna : 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

Como el diseño de las siguientes zapatas es similar a la anterior se mostrarán solo los resultados:

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
125	125	1.64	20	8.26	15.36	✓ ok	3.28	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm ²]	Refuerzo de acero	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
25	41.01	116	✓ ok	5.625	5Ø12c/28	31.8	45	45	✓ ok

Zapata III (C-3)

Datos:

$$f'_c = 210 [kg/cm^2]$$

$$f_y = 4200 [kg/cm^2]$$

$$q_a = 1.3 [kg/cm^2]$$

$$r = 5 [cm]$$

$$P = 20.120 [tn]$$

$$P_u = 25.634 [tn]$$

$$Columna : 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
110	110	1.54	20	8.06	15.36	✓ ok	2.31	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm ²]	Refuerzo de acero	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
25	29.85	116	✓ ok	4.95	5Ø12c/25	31.8	37.5	37.5	✓ ok

**Zapata IV (D-3)****Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 16.967 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 21.663 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
115	115	1.64	20	6.8	15.36	✓ ok	2.73	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm ²]	Refuerzo de acero	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
25	34.66	116	✓ ok	5.18	5Ø12c/26	31.8	40	40	✓ ok

Zapata V (A-2)**Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 44.852 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 58.221 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

$$\text{Zapata rectangular: } \Rightarrow \text{Asumir } A = 150 \text{ [cm]}. \Rightarrow B = \frac{P}{q_a \cdot A} \Rightarrow B = 2.30 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A = 1.50 \text{ [m]} \text{ y } B = 2.30 \text{ [m]}.$$

$$\text{Usar: } 1.5 \times 2.3 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A \cdot B} \Rightarrow q_u = 16.9 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow q_u = 1.69 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación.**a) Verificación a corte por punzonamiento:**

$$A_o = (a + d)(b + d)$$

$$b_o = 2 \cdot (a + b + 2d)$$

$$v_u = \frac{q_u (A \cdot B - A_o)}{\phi b_o d}$$

$$\text{Asumir } d = 25 \text{ [cm.]} \text{ y verificar: } v_u = \frac{q_u \cdot (A \cdot B - (a + d)(b + d))}{\phi 2(a + b + 2d)d} \Rightarrow v_u = 14.42 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$



- $v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 25.14 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
- $v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \quad \alpha_s=40 \text{ para columnas hacia el centro} \Rightarrow v_c = 25.21 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
 $\Rightarrow v_c = 15.36 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
 $v_u \leq v_c \quad \checkmark \text{ ok}$

b) Verificación a corte por flexión:

b.1) Para el eje X:

$$m = \frac{B-a}{2} \Rightarrow m = 62.5[cm].$$

$$q_x = q_u \cdot A \Rightarrow q_x = 388.7[kg/cm]$$

$$M_y = q_x \frac{m^2}{2} \Rightarrow M_y = 759179.69[kg \cdot cm]$$

$$v_u = \frac{q_u \cdot (m-d)}{\phi d} \Rightarrow v_u = 3.38 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_u \leq v_c \quad \checkmark \text{ ok}$$

b.2) Para el eje Y:

$$n = \frac{A-b}{2} \Rightarrow n = 102.5[cm].$$

$$q_y = q_u \cdot B \Rightarrow q_y = 253.5[kg/cm^2]$$

$$M_x = q_y \frac{n^2}{2} \Rightarrow M_x = 1331667.19[kg \cdot cm]$$

$$v_u = \frac{q_u \cdot (m-d)}{\phi d} \Rightarrow v_u = 6.98 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_u \leq v_c \quad \checkmark \text{ ok}$$

$$\therefore d = 25[cm] \Rightarrow h = d + r = 25 + 5$$

$$h = 30[cm]$$

Paso 3.- Transferencia de esfuerzos

$$f_a = \frac{P_u}{a b} \Rightarrow f_a = 931.5[tn/m^2] \Rightarrow f_a = 93.15[kg/cm^2]$$

$$f_{au} = 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \Rightarrow f_{au} = 116.025[kg/cm^2]$$

$$f_a \leq f_{au} \quad \checkmark \text{ ok}$$



Paso 4.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión

As1.

$$\text{Con } M_x = 1331667.19 \text{ kg.cm} \quad A_{s1} = 14.78 [\text{cm}^2]$$

$$A_{s1\min} = 0.0018 \cdot B \cdot h \Rightarrow A_{s1\min} = 8.1 [\text{cm}^2]$$

$$\Rightarrow A_{s1} = 14.78 [\text{cm}^2] = A_{s2} \Rightarrow \boxed{8\phi 16c / 20}$$

As2:

Se debe adoptar el área de acero mayor entre:

$$\text{Con } M_y = 759179.69 [\text{kg.cm}] \quad A_{s1} = 8.25 [\text{cm}^2]$$

$$\Rightarrow A_{s1\min} = 8.1 [\text{cm}^2]$$

$$\Rightarrow A_{s2} = 8.25 [\text{cm}^2] \Rightarrow \boxed{8\phi 12c / 20}$$

As3:

$$A_{s3} = \frac{A_{s1} - A_{s2}}{2} \Rightarrow A_{s3} = 3.26 [\text{cm}^2]$$

$$A_{s3\min} = 0.0018 \cdot \frac{A - B}{2} h \Rightarrow A_{s3\min} = 2.16 [\text{cm}^2]$$

$$\Rightarrow A_{s3} = 3.26 [\text{cm}^2] \Rightarrow \boxed{5\phi 10}$$

Paso 5.- Verificación por adherencia

Para Eje x:

$$l_d = \frac{4200}{3.5\sqrt{210}} \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 1}{2.5} d_b$$

$$l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1.6 \Rightarrow l_d = 42.4 [\text{cm}]$$

$$m - r = 62.5 - 5 = 57.5 \Rightarrow m - r \geq 42.4 [\text{cm}] \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

Para Eje y:

$$l_d = \frac{4200}{3.5\sqrt{210}} \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 1}{2.5} d_b$$

$$l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1 \Rightarrow l_d = 26.5 [\text{cm}]$$

$$m - r = 62.5 - 5 = 57.5 \Rightarrow m - r \geq 26.5 [\text{cm}]. \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

$$l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1.2 \Rightarrow l_d = 31.8 [\text{cm}]$$

$$n - r = 102.5 - 5 = 97.5 \Rightarrow n - r \geq 31.8 [\text{cm}] \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

**Zapata VI (B-2)****Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 50.265 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 65.077 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 6\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) X [kg/cm ²]	v_u (Flex.) Y [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
170	230	1.66	30	10.92	15.36	✓ ok	2.95	5.16	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	Refuerzo A_{s1}	Refuerzo A_{s2}	Refuerzo A_{s3}	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
35	72.31	116	✓ ok	7ø16c/26	10ø12c/17	3ø12	31.8	65	95	✓ ok

Zapata VII (C-2)**Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 42.930 \text{ [tn.]}$$

$$P_u = 55.438 \text{ [tn.]}$$

$$\text{Columna : } 30 \times 30 \rightarrow 6\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) X [kg/cm ²]	v_u (Flex.) Y [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
150	220	1.68	30	9.16	15.36	✓ ok	2.24	4.85	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	Refuerzo A_{s1}	Refuerzo A_{s2}	Refuerzo A_{s3}	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
35	61.59	116	✓ ok	10ø12c/15	10ø12c/15	2ø12	31.8	55	90	✓ ok

**Zapata VIII (D-2)****Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 34.707 \text{ [tn.]}$$

$$P_u = 44.7956 \text{ [tn.]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) X [kg/cm ²]	v_u (Flex.) Y [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
150	180	1.66	25	10.84	15.36	✓ ok	3.32	4.65	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	Refuerzo A_{s1}	Refuerzo A_{s2}	Refuerzo A_{s3}	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
30	71.67	116	✓ ok	8ø12c/20	8ø12c/20	2ø10	31.8	57.7	72.5	✓ ok

Zapata IX (A-1)**Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 26.212 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 33.795 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
145	145	1.61	20	11.33	15.36	✓ ok	4.29	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm ²]	Refuerzo de acero	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
25	54.07	116	✓ ok	6.53	6ø12c/27	31.8	55	55	✓ ok

**Zapata X (B-1)****Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 30.024 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 38.682 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
155	155	1.61	20	13.11	15.36	✓ ok	4.83	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm ²]	Refuerzo de acero	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
25	61.89	116	✓ ok	7.25	7Ø12c/24	31.8	60	60	✓ ok

Zapata XI (C-1)**Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 26.348 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 33.900 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
145	145	1.61	20	11.33	15.36	✓ ok	4.29	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm ²]	Refuerzo de acero	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
25	54.24	116	✓ ok	6.53	6Ø12c/27	31.8	55	55	✓ ok

**Zapata XII (D-1)****Datos:**

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 15.616 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 19.915 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 25 \times 25 \rightarrow 4\phi 16$$

A [cm]	B [cm]	q_u [kg/cm ²]	d [cm]	v_u (Punz.) [kg/cm ²]	v_c (Punz.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	v_u (Flex.) [kg/cm ²]	v_c (Flex.) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
110	110	1.65	20	6.16	15.36	✓ ok	2.5	7.68	✓ ok

h [cm]	f_a [kg/cm ²]	f_{au} [kg/cm ²]	$f_a \leq f_{au}$	$A_{s1} = A_{s2}$ [cm ²]	Refuerzo de acero	l_d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
25	31.86	116	✓ ok	4.95	5ø12c/25	31.8	40	40	✓ ok

VII. PLANILLA DE ACEROS.

Posición	Diam	Cantidad			espac.	Longitudes		Peso		Longitudes		
		Unitari a	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitari o	Total	a	b	c
Zapata EJE A - 1												
1	12	6	1	6	0,33	1,35	8,10	0,89	7,21	1,35		
2	12	6	1	6	0,33	1,35	8,10	0,89	7,21	1,35		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE B - 1												
1	12	7	1	7	0,29	1,45	10,15	0,89	9,03	1,45		
2	12	7	1	7	0,29	1,45	10,15	0,89	9,03	1,45		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE C - 1												
1	12	6	1	6	0,33	1,35	8,10	0,89	7,21	1,35		
2	12	6	1	6	0,33	1,35	8,10	0,89	7,21	1,35		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE D - 1												
1	12	5	1	5	0,33	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00		
2	12	5	1	5	0,33	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE A - 2												
1	10	6	1	6	-	1,40	8,40	0,62	5,21	1,4		
2	12	8	1	8	0,25	1,40	11,20	0,89	9,97	1,40		
3	16	8	1	8	0,23	2,20	17,60	1,58	27,81	2,20		
4	12	4	1	4	-	0,74	2,96	0,89	2,63	0,15	0,59	
Zapata EJE B - 2												
1	12	2	1	2	-	1,60	3,20	0,89	2,85	1,60		
2	12	10	1	10	0,22	1,60	16,00	0,89	14,24	1,60		
3	16	7	1	7	0,32	2,20	15,40	1,58	24,33	2,2		
4	16	4	1	4	-	0,95	3,80	1,58	6,00	0,19	0,76	

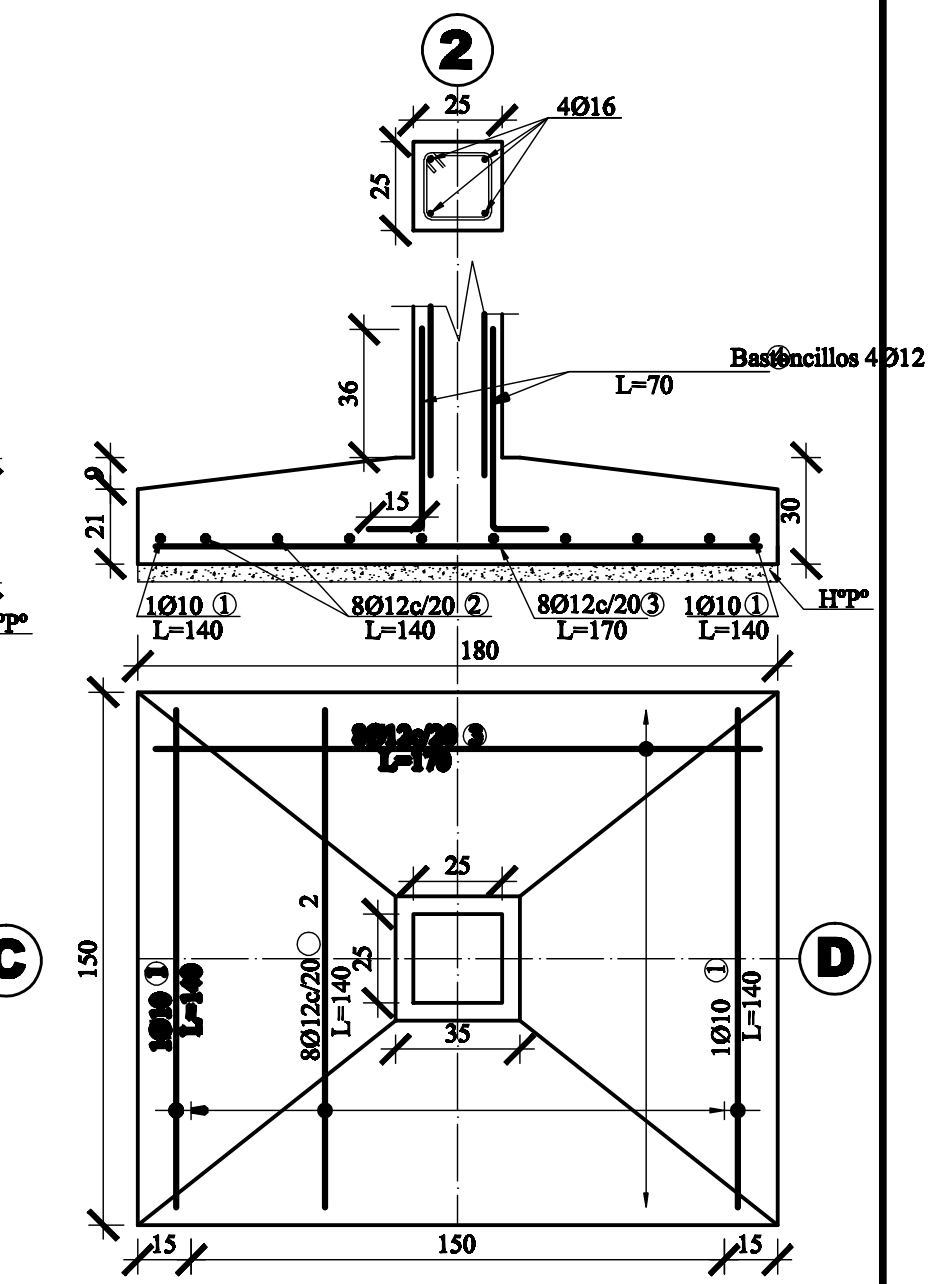


Posición		Cantidad				Longitudes		Peso		Longitudes		
	Diam.	Unitaria	N Elem.	Total	espac.	Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c
Zapata EJE C - 2												
1	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40		
2	12	10	1	10	0,23	1,40	14,00	0,89	12,46	1,40		
3	12	10	1	10	0,2	2,10	21,00	0,89	18,69	2,1		
4	16	4	1	4	-	0,95	3,80	1,58	6,00	0,19	0,76	
Zapata EJE D - 2												
1	10	2	1	2	-	1,40	2,80	0,62	1,74	1,4		
2	12	8	1	8	0,23	1,40	11,20	0,89	9,97	1,40		
3	12	8	1	8	0,23	1,70	13,60	0,89	12,10	1,70		
4	12	4	1	4	-	0,74	2,96	0,89	2,63	0,15	0,59	
Zapata EJE A - 3												
1	12	5	1	5	0,28	1,15	5,75	0,89	5,12	1,15		
2	12	5	1	5	0,28	1,15	5,75	0,89	5,12	1,15		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE B - 3												
1	12	5	1	5	0,28	1,15	5,75	0,89	5,12	1,15		
2	12	5	1	5	0,28	1,15	5,75	0,89	5,12	1,15		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE C - 3												
1	12	5	1	5	0,33	1,00	5,00	0,89	4,45	1		
2	12	5	1	5	0,33	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE D - 3												
1	12	5	1	5	0,35	1,05	5,25	0,89	4,67	1,05		
2	12	5	1	5	0,35	1,05	5,25	0,89	4,67	1,05		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	

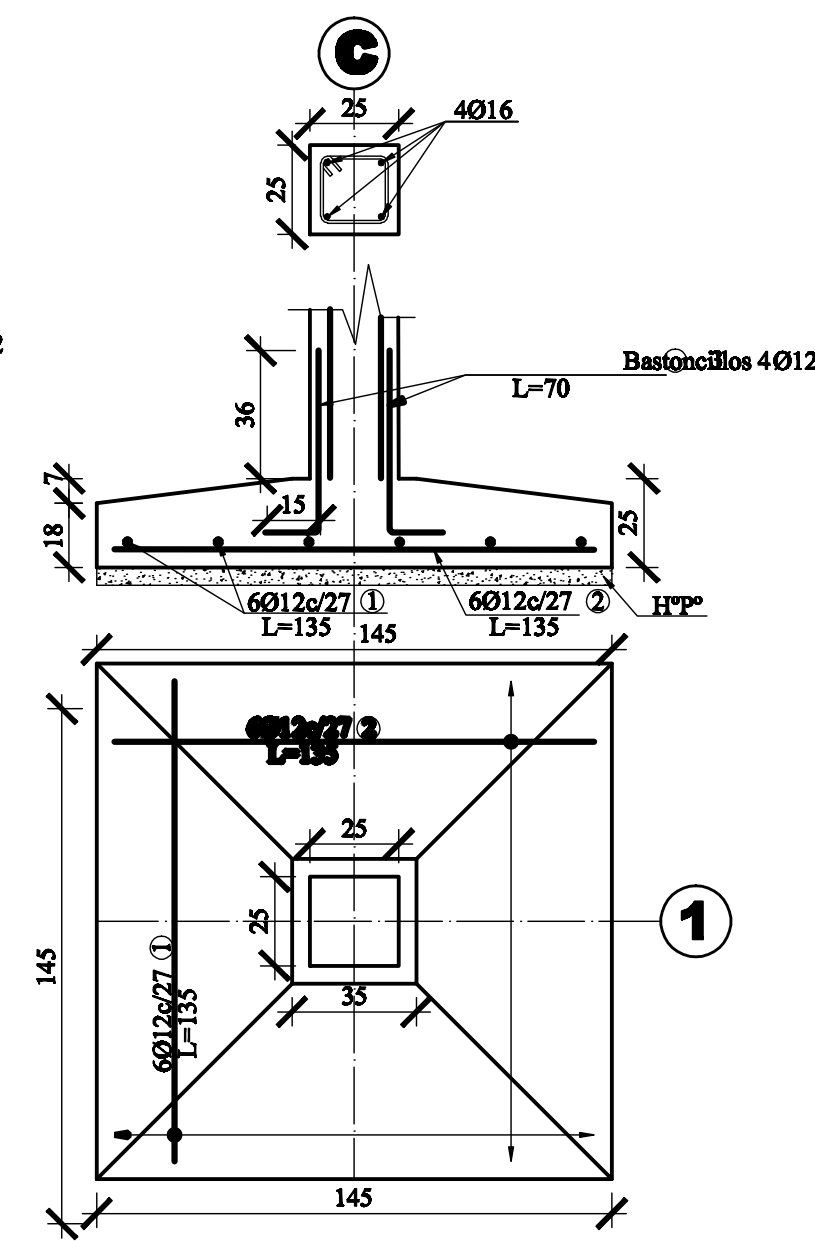
RESUMEN

Diametros (mm)	10	12	16	20	25	
Peso unitario (kg/m ⁹)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85	
Longitud (m)	11,2	227,52	40,6	0	0	
N° de barras	1	19	3	0	0	Total Peso (Kg)
Peso (kg)	6,944	202,49	64,148	0	0	273,5848

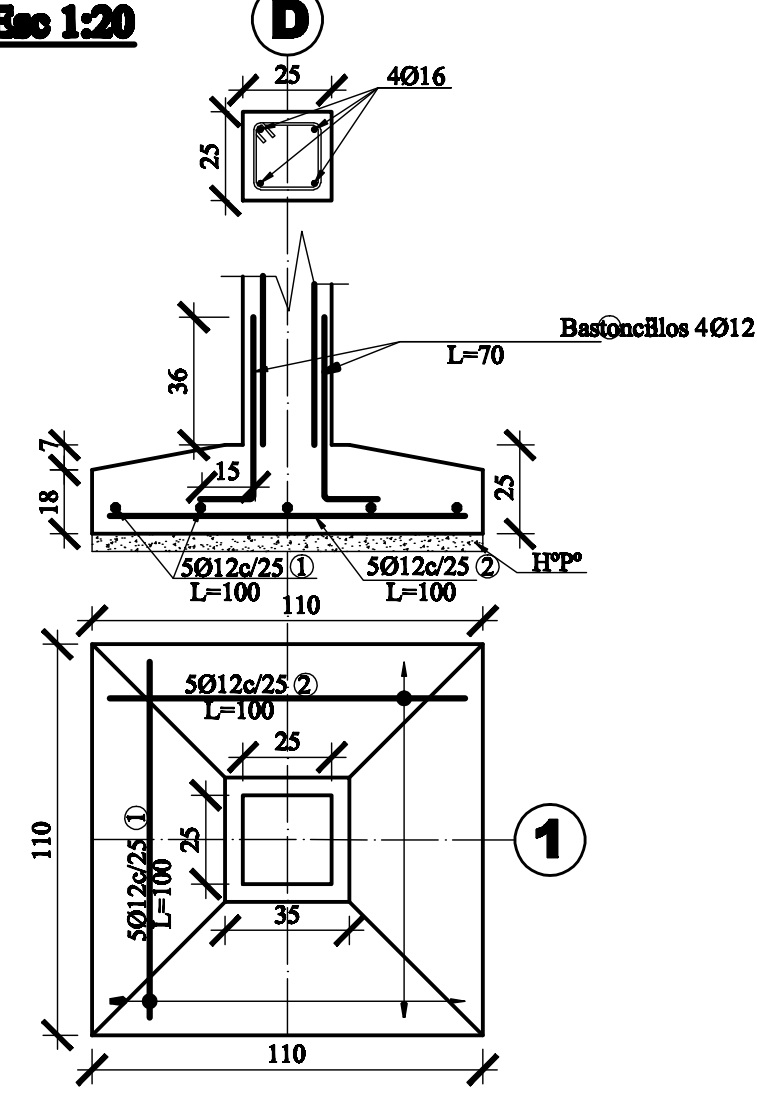
ZAPATA EJE D-2 **Esc 1:20**



ZAPATA EJE B-1 **ZAPATA EJE C-1** **Eso 1:20**
Eso 1:20  




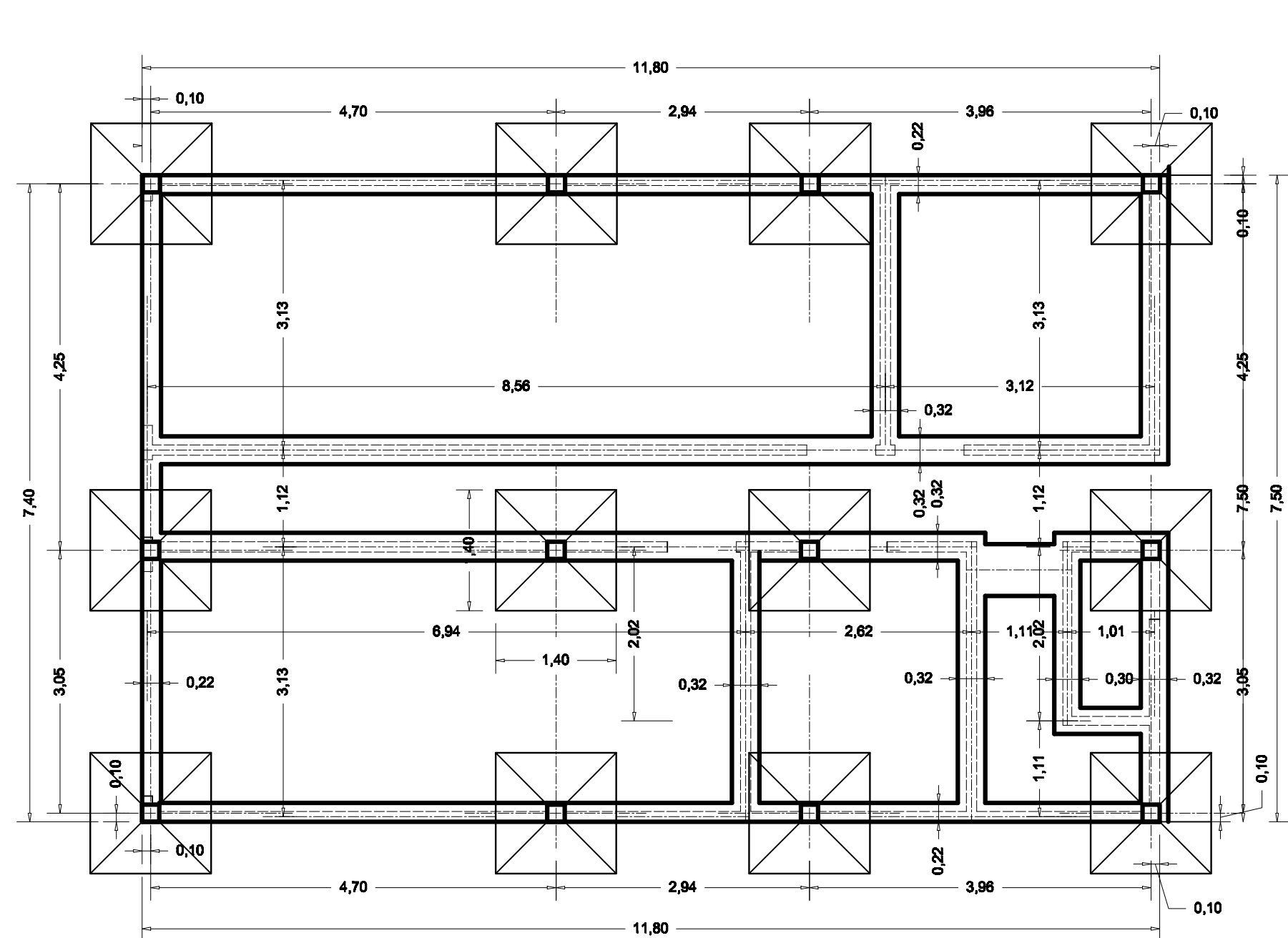
ZAPATA EJE D-1
Esc 1:20 (D)



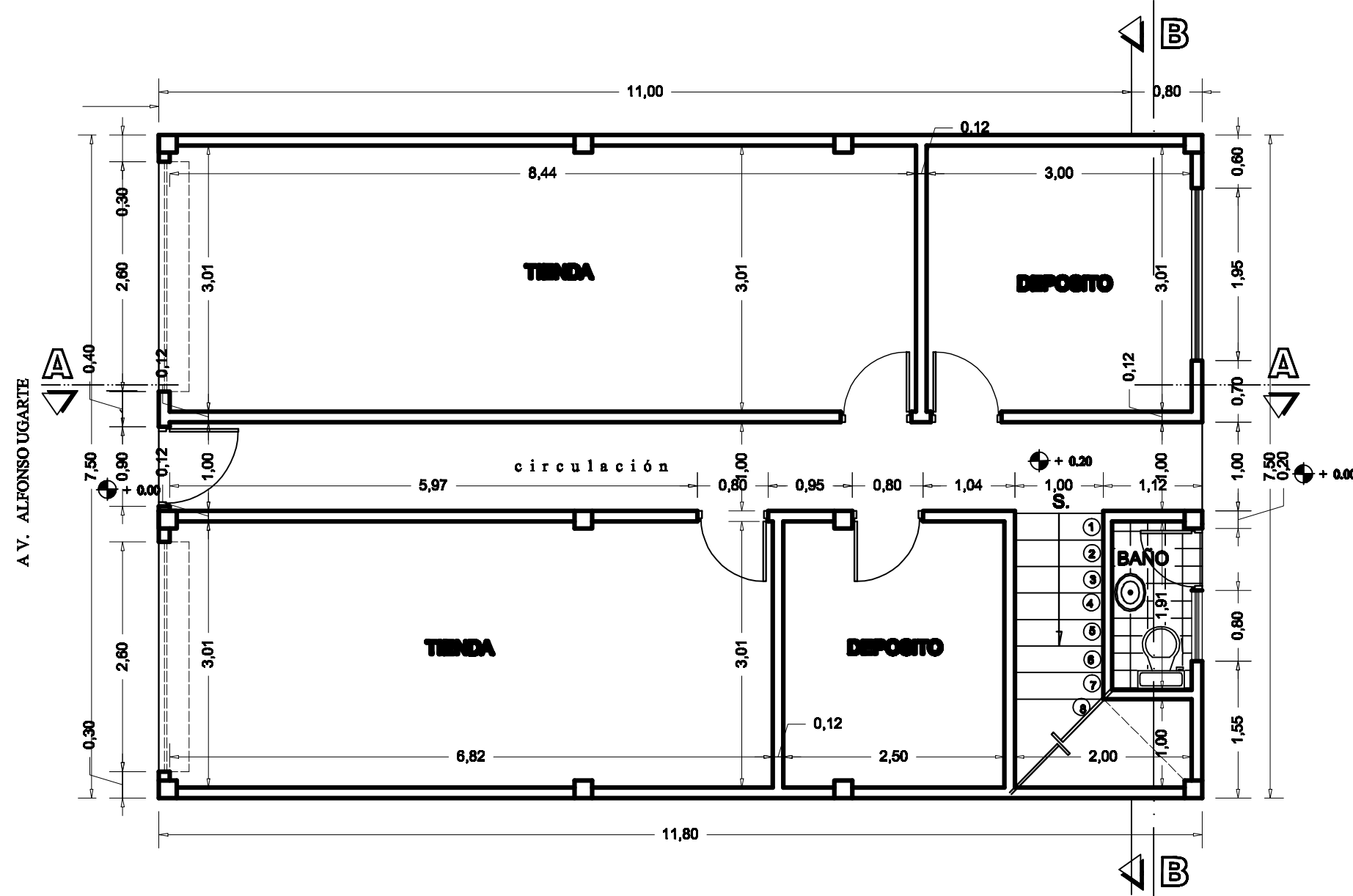
	NOTAS GENERALES	
Norma de diseño:	Columnas: ACI318-05	
	Fundaciones: ACI318-05	
Resistencia admisible del suelo:		
	$q_a = 1,3[\text{kg/cm}^2]$	
Resistencia de los materiales:		
	Hormigón:	$f_c = 210[\text{kg/cm}^2]$
	Acero:	$f_y = 4200[\text{kg/cm}^2]$
Tamaño máximo de agregado:		
	40[mm]	
Carpeta de hormigón pobre: H°P°		
	5-10[cm]	
Recubrimientos:		
	Fundaciones:	5[cm]
	Columnas:	2,5[cm]
Unidades de acotación:		
	cm	

Posición	Cantidad				Longitudes		Peso		Longitudes			
	Diam.	Unitaria	N Elem.	Total	espac.	Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c
Zapata EJE A - 1												
1	12	6	1	6	0,33	1,35	8,10	0,89	7,21	1,35		
2	12	6	1	6	0,33	1,35	8,10	0,89	7,21	1,35		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE B - 1												
1	12	7	1	7	0,29	1,45	10,15	0,89	9,03	1,45		
2	12	7	1	7	0,29	1,45	10,15	0,89	9,03	1,45		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE C - 1												
1	12	6	1	6	0,33	1,35	8,10	0,89	7,21	1,35		
2	12	6	1	6	0,33	1,35	8,10	0,89	7,21	1,35		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE D - 1												
1	12	5	1	5	0,33	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00		
2	12	5	1	5	0,33	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE A - 2												
1	10	6	1	6	-	1,40	8,40	0,62	5,21	1,4		
2	12	8	1	8	0,25	1,40	11,20	0,89	9,97	1,40		
3	16	8	1	8	0,23	2,20	17,60	1,38	27,81	2,20		
4	12	4	1	4	-	0,74	2,96	0,89	2,63	0,15	0,59	
Zapata EJE B - 2												
1	12	2	1	2	-	1,60	3,20	0,09	2,85	1,60		
2	12	10	1	10	0,22	1,60	16,00	0,89	14,24	1,60		
3	16	7	1	7	0,32	2,20	15,40	1,38	24,33	2,2		
4	16	4	1	4	-	0,95	3,80	1,58	6,00	0,19	0,76	
Zapata EJE C - 2												
1	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40		
2	12	10	1	10	0,23	1,40	14,00	0,89	12,46	1,40		
3	12	10	1	10	0,2	2,10	21,00	0,89	18,69	2,1		
4	16	4	1	4	-	0,95	3,80	1,58	6,00	0,19	0,76	
Zapata EJE D - 2												
1	10	2	1	2	-	1,40	2,80	0,62	1,74	1,4		
2	12	8	1	8	0,23	1,40	11,20	0,89	9,97	1,40		
3	12	8	1	8	0,23	1,70	13,60	0,89	12,10	1,70		
4	12	4	1	4	-	0,74	2,96	0,89	2,63	0,15	0,59	
Zapata EJE A - 3												
1	12	5	1	5	0,28	1,15	5,75	0,89	5,12	1,15		
2	12	5	1	5	0,28	1,15	5,75	0,89	5,12	1,15		
3	12	4	1	4	-	0,70	2,80	0,89	2,49	0,15	0,55	
Zapata EJE B - 3												
1	12	5	1	5	0,28	1,15	5,75	0,89	5,12	1,15		
2	12	5	1	5	0,28	1,15	5,75	0,89	5,12	1,15		

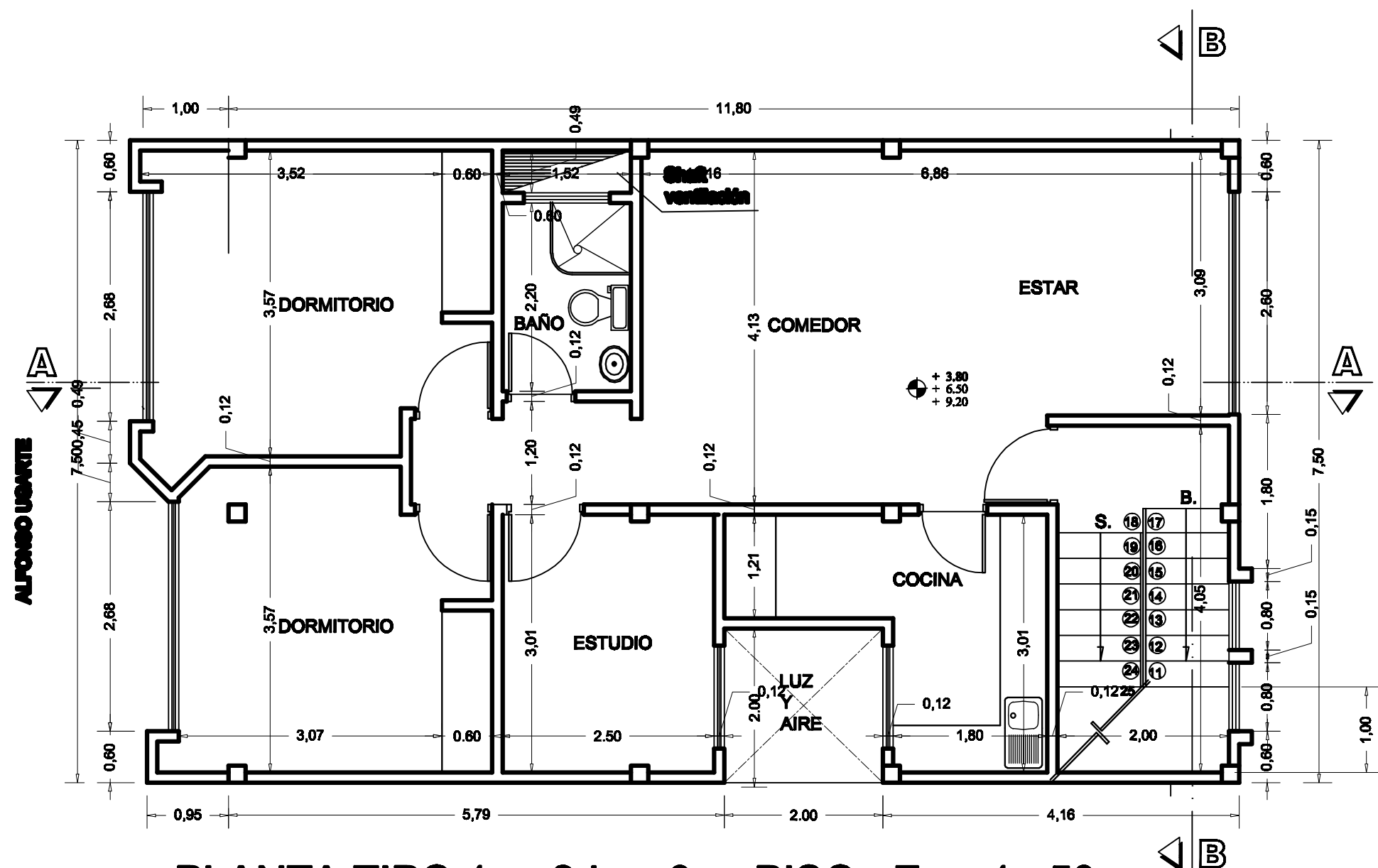
 <p>UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</p>		
<p align="center">FUNDACIONES I</p>		
<p align="center">ANEXO D</p> <p align="center">DISEÑO DE ZAPATAS ANCLADAS</p>	<p>CALCULADO POR: CAMACHO TORRICO LISBETH C. SEMPERTEGUI TAPIA GABRIELA</p>	
	<p>ESCALA: INCLADADA</p>	<p>LAMINA:</p>
<p>TUTOR: ING. MSC. MARTIN DUCHEN AYALA</p>	<p>FECHA: ABRIL-2009</p>	<p>ÚNICA:</p>



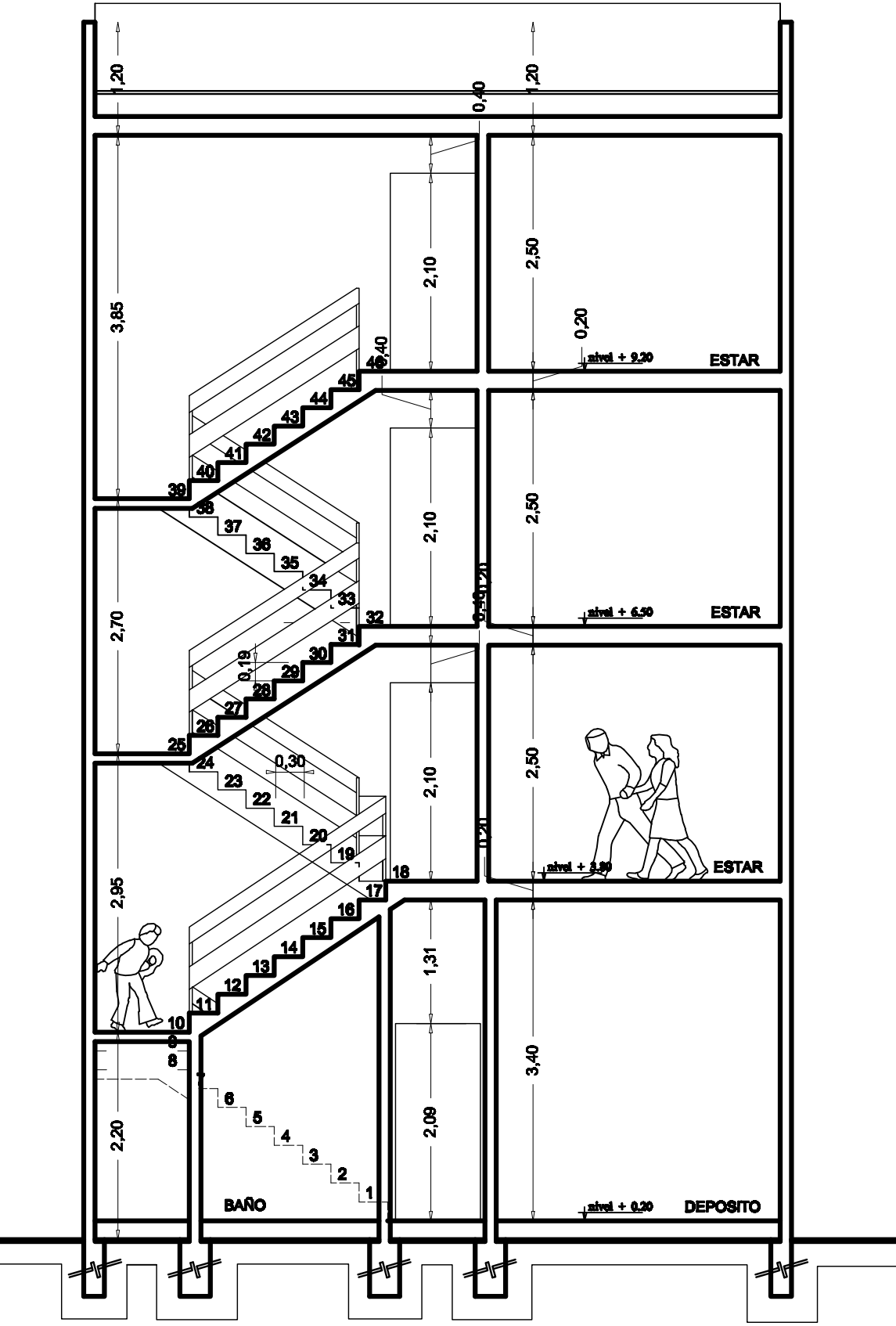
CIMENTOS ESC. 1: 50



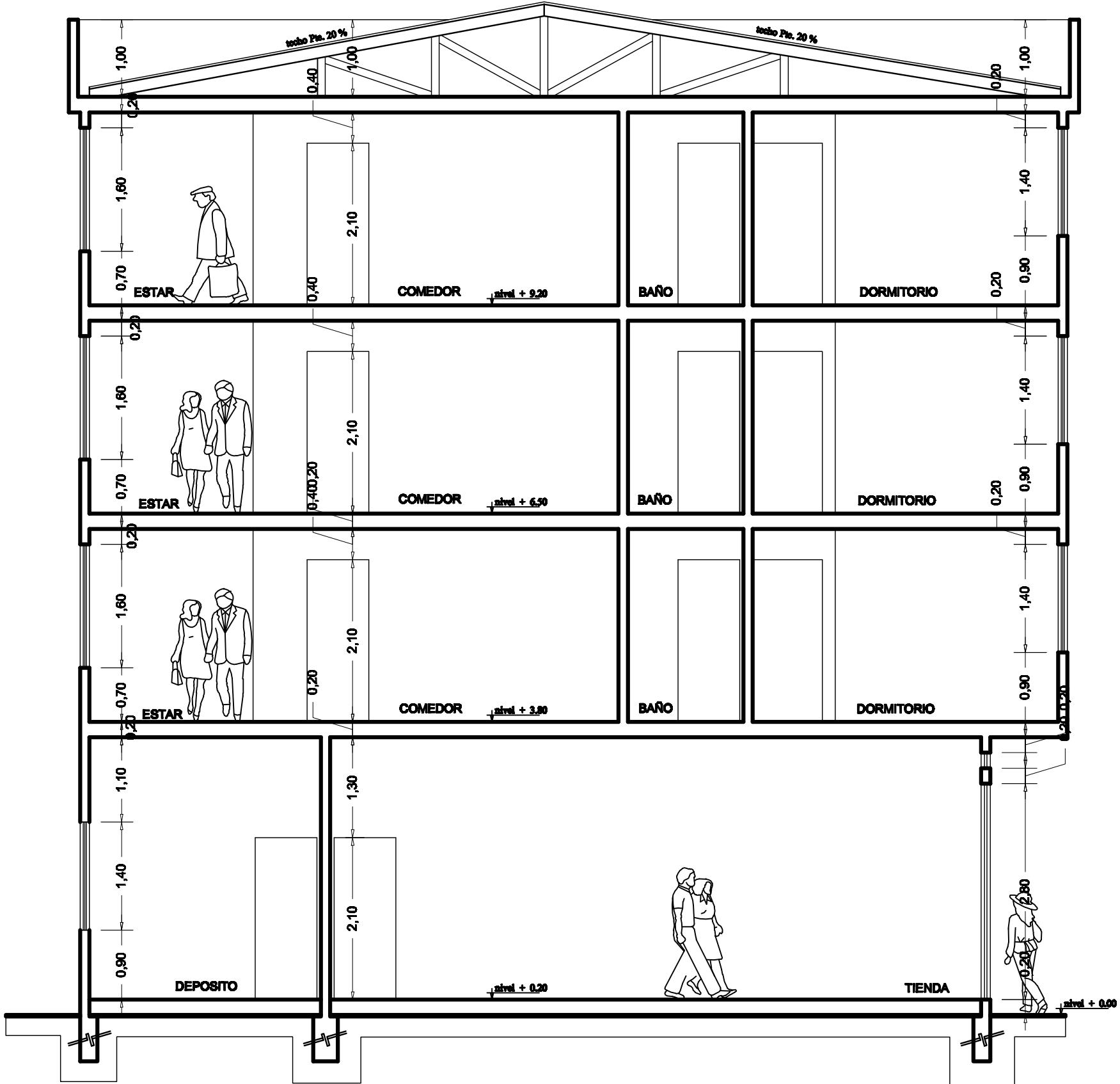
PLANTA BAJA Esc 1 : 50



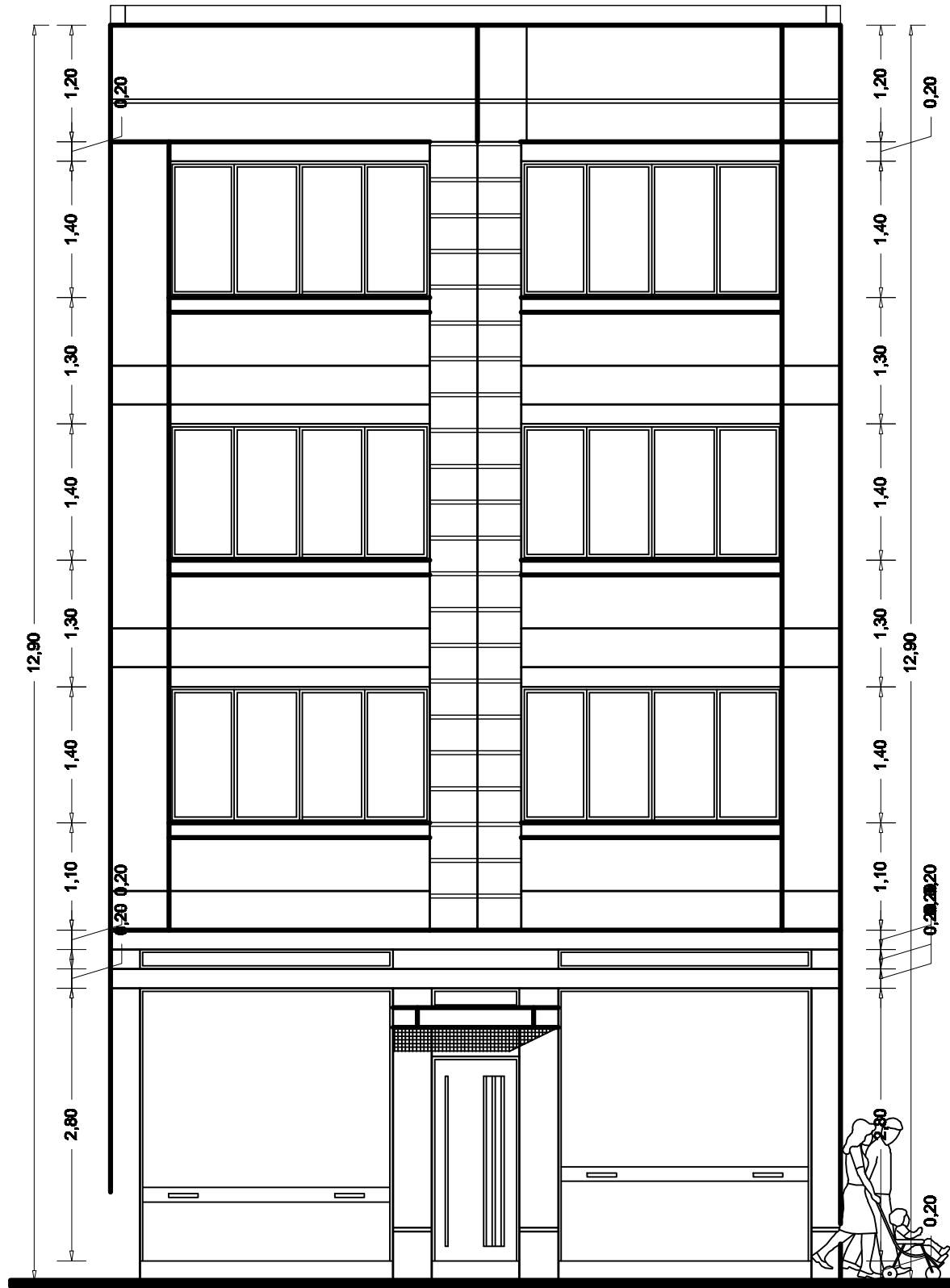
PLANTA TIPO 1er. 2do y 3er. PISO Esc 1 : 50



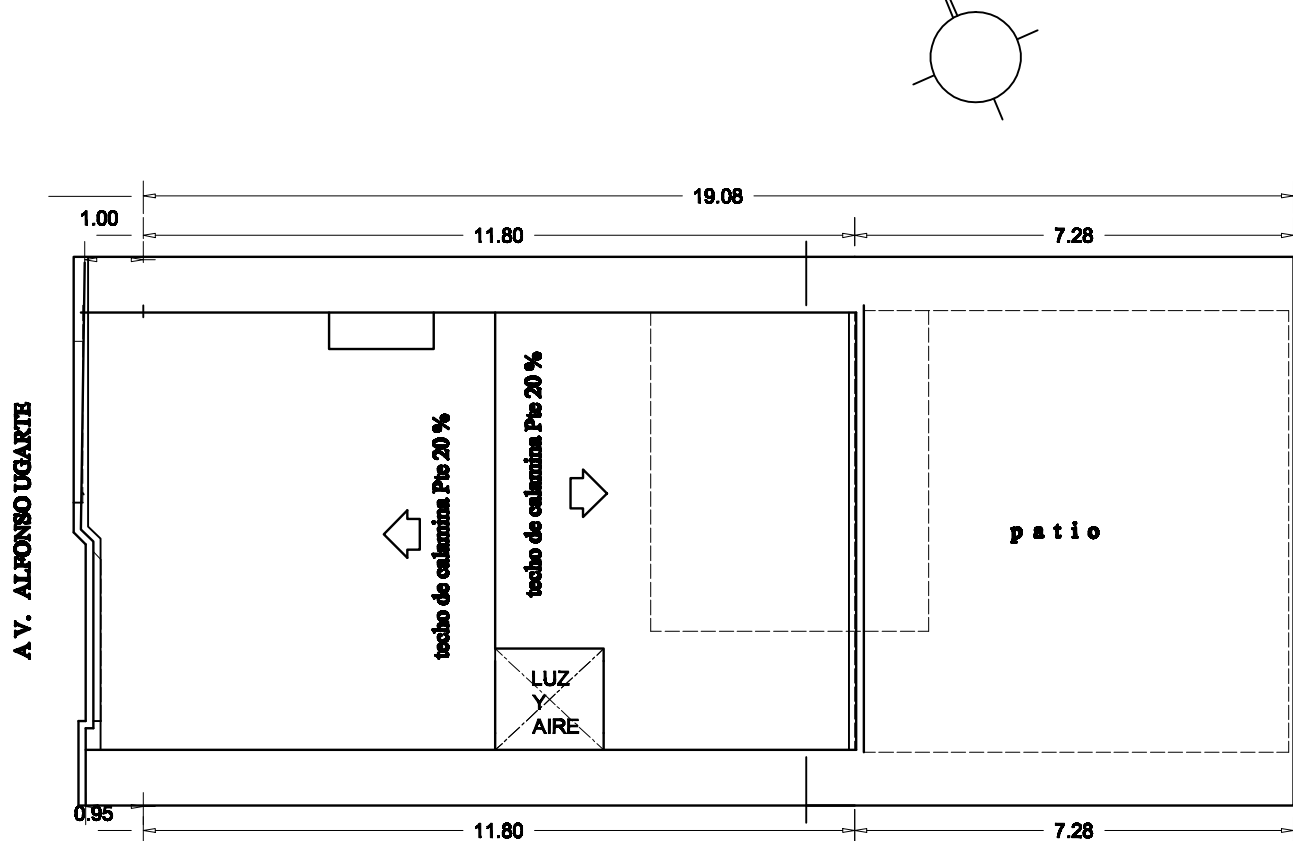
CORTE B - B Esc 1 : 50



CORTE A - A Esc 1 : 50



ELEVACION PRINCIPAL Esc 1 : 50

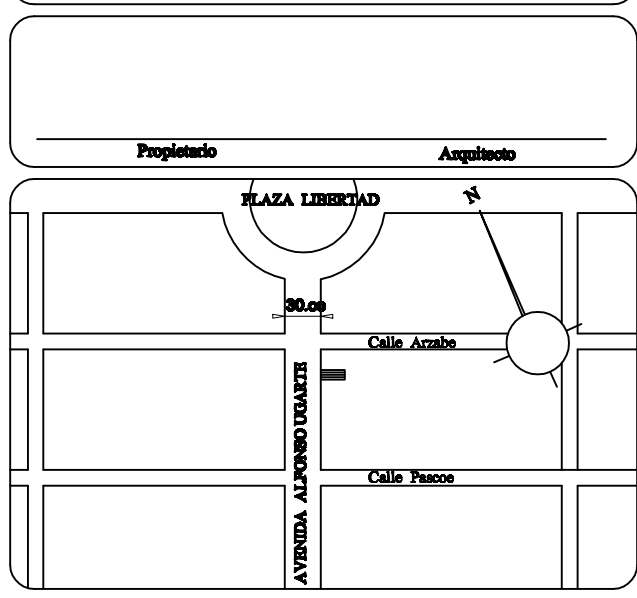


SITIO Y TECHOS Esc 1 : 100

PLANO DE APROBACION

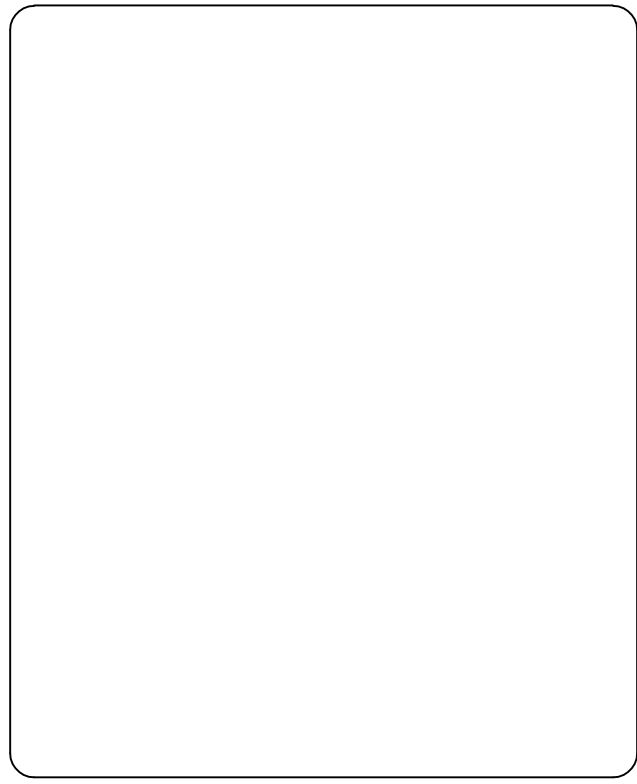
Esc: Indicadas

Propietario: VALENTIN CASAS QUISEP Y Sra.
Zona: 18 de Julio
Calle: Av. Alfonso Ugarte
Sup. de lote: 180.00 M2. Sup. construida: 374.38 M2.
Codigo catastral: 36 - 57 - 27
Fecha: La Paz, Julio del 2003.



UBICACION Esc. 1:5000

TIPO Lamina de





ANEXO E

PROYECTO ZAPATAS COMBINADAS**I. DATOS DEL PROYECTO**

En el proyecto se realizará el diseño de zapatas combinadas, de medianería y de medianería conectada por la existencia de límites de propiedad y por las cargas de la estructura.

➤ **Características generales del estudio de suelos**

Como no se cuenta con un estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra, se adoptará un valor, para la carga admisible del suelo (q_a):

El valor adoptado será:

$$q_a = 1.3[kg/cm^2]$$

➤ **Límite de fluencia del acero**

Fluencia del acero: $f_y = 4200[kg/cm^2]$

➤ **Resistencia característica del Hº**

Resistencia característica del hormigón: $f'_c = 210[kg/cm^2]$

➤ **Normas de diseño empleadas**

Para el diseño de columnas y zapatas se utilizará la norma ACI 318 – 05

➤ **Recubrimientos**

Los recubrimientos usados para la elaboración del proyecto son:

- Columnas: 2.5 [cm.]
- Fundaciones: 5 [cm.]

➤ **Justificación del uso del tipo de fundación**

El tipo de fundación elegido para este proyecto son zapatas combinadas de medianería y de medianería conectada debido a que las cargas son considerables también porque se tiene límites de propiedad.



II. PREDISEÑO DE ELEMENTOS

➤ Vigas:

$$h = \text{Luz de la viga} / 12$$

Para el prediseño se asume las dimensiones de la viga mas larga es decir la más crítica, para poder uniformizar con el resto de la estructura.

$$\Rightarrow h = 540 / 12$$

$$h = 45 [cm]$$

$$b = 25 [cm]$$

➤ Losas:

Para el prediseño de la losa se toma la más grande. En este caso la de $3.80 \times 5.40 [m]$

$$h_{\min} = \frac{l_n \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot \beta}$$

Donde β será la relación de la luz larga y la luz corta de la losa más grande:

$$\Rightarrow \beta = \frac{5.4}{3.8} = 1.42 \Rightarrow \text{losa en dos direcciones}$$

$$h_{\min} = \frac{643 \cdot \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot 1} = 14.5 [cm]$$

$$\Rightarrow h_{\min} = 15 [cm]$$

➤ Escaleras:

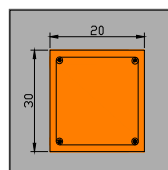
Para escaleras se utiliza un espesor de 15 [cm].

$$\text{Huella} = 30 [cm]$$

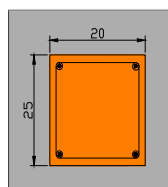
$$\text{Contra huella} = 17 [cm]$$

➤ Columnas:

La sección de columnas para cada planta asume el criterio de descenso de cargas, esto para introducir la sección de columnas. En el paquete estructural SAP-2000 para luego proceder a su diseño.



$20 \times 30 [cm]$ Para primera y segunda planta



$20 \times 25 [cm]$ Para tercera, cuarta y quinta planta



II. DETERMINACIÓN DE CARGAS.

El programa estructural considera la carga muerta de toda la estructura, cómo el peso de las losa, viga y también de las columnas por tal motivo solo especificamos cuanto se asumió de sobrecarga y carga viva según el manual de carga ASCE 7-05 Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures y el código ACI.

➤ Carga muerta losa:

$$\text{Peso yeso} = 36 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 34 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Piso} = 75 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Lu min aria} = 15 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Muro de partición} = 100 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 260 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ Carga muerta Escalera:

$$\text{Peso yeso} = 30 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 60 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Piso} = 60 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Lu min aria} = 10 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del peldaño} = 210 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 370 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ Carga viva losas:

Según código ASCE 7-05, las cargas vivas para oficinas son:

$$\text{Carga viva para losas} = 250 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga viva para escaleras} = 500 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ Combinaciones de carga:

Según código ACI se toman las combinaciones críticas para diseño de columnas y fundaciones:

$$\text{Comb1} = 1.4CM$$

$$\text{Comb2} = 1.2CM + 1.6CV$$

IV. ANALISIS ESTRUCTURAL.

El programa estructural utilizado es el SAP 2000.

1. DATOS DE ENTRADA.

TABLE: Program Control						
ProgramName	Version	ProgLevel	CurrUnits	SteelCode	ConcCode	AlumCode
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text
SAP2000	8.1.2	Nonlinear	Kgf, m, C	AISC-ASD89	ACI 318-99	AA-ASD 2000



TABLE: Combination Definitions				
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Text	Text	Unitless
CM+CV	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
CM+CV		Linear Static	VIVA	1
ACI	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,2
ACI		Linear Static	VIVA	1,6
1,4CM	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,4

TABLE: Load Case Definitions			
LoadCase	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
Text	Text	Unitless	Text
MUERTA	DEAD	1	
VIVA	LIVE	0	

TABLE: Area Section Properties						
Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	m	m
ESCALERA	CONC	0	Shell	Shell-Thin	0,15	0,15
LOSA	CONC	0	Shell	Shell-Thin	0,15	0,15

TABLE: Case - Static 1 - Load Assignments			
Case	LoadType	LoadName	LoadSF
Text	Text	Text	Unitless
DEAD	Load case	MUERTA	1
VIVA	Load case	VIVA	1

TABLE: Frame Section Properties 01 - General								
SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area	TorsConst	I33	I22
Text	Text	Text	m	m	m2	m4	m4	m4
COLUMNA20X25	CONC	Rectangular	0,25	0,25	0,0625	0,00055	0,000326	0,000326
COLUMNA20X30	CONC	Rectangular	0,3	0,3	0,09	0,001141	0,000675	0,000675
VIGA	CONC	Rectangular	0,45	0,25	0,1125	0,00153	0,001898	0,000586

2. DATOS DE SALIDA.

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
1	0	SERVICIO	-22082,832	-143,09	-201,02	5,34	-263,85	-181,85
1	2,15	SERVICIO	-20936,88	-143,09	-201,02	5,34	168,34	125,79
1	4,3	SERVICIO	-19790,936	-143,09	-201,02	5,34	600,53	433,43
1	0	1.4CM	-27021,336	-147,61	-226,33	5,87	-295,16	-188,25
1	2,15	1.4CM	-25417,008	-147,61	-226,33	5,87	191,44	129,1
1	4,3	1.4CM	-23812,68	-147,61	-226,33	5,87	678,05	446,45
1	0	ACI	-27612,144	-186,77	-256,97	6,86	-337,83	-237,17
1	2,15	ACI	-26237,008	-186,77	-256,97	6,86	214,65	164,38
1	4,3	ACI	-24861,872	-186,77	-256,97	6,86	767,13	565,94



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
2	0	SERVICIO	-25457,24	84,84	-243,93	4,9	-312,02	143,01
2	2,15	SERVICIO	-25085,288	84,84	-243,93	4,9	212,43	-39,4
2	4,3	SERVICIO	-24713,344	84,84	-243,93	4,9	736,88	-221,82
2	0	1.4CM	-28425,888	88,49	-255,1	5,31	-321,99	148,17
2	2,15	1.4CM	-27905,16	88,49	-255,1	5,31	226,48	-42,08
2	4,3	1.4CM	-27384,432	88,49	-255,1	5,31	774,96	-232,32
2	0	ACI	-32609,904	110,47	-317,4	6,33	-407,23	186,49
2	2,15	ACI	-32163,56	110,47	-317,4	6,33	275,18	-51,02
2	4,3	ACI	-31717,224	110,47	-317,4	6,33	957,59	-288,53
3	0	SERVICIO	-32296,992	-98,13	-234,98	5,28	-291,9	-117,23
3	2,15	SERVICIO	-31925,048	-98,13	-234,98	5,28	213,31	93,75
3	4,3	SERVICIO	-31553,096	-98,13	-234,98	5,28	718,52	304,74
3	0	1.4CM	-36337	-109,44	-245,86	5,58	-300,83	-133,44
3	2,15	1.4CM	-35816,272	-109,44	-245,86	5,58	227,78	101,86
3	4,3	1.4CM	-35295,544	-109,44	-245,86	5,58	756,39	337,17
3	0	ACI	-41293,192	-125,74	-305,72	6,85	-381,09	-149,44
3	2,15	ACI	-40846,848	-125,74	-305,72	6,85	276,22	120,9
3	4,3	ACI	-40400,512	-125,74	-305,72	6,85	933,52	391,25
4	0	SERVICIO	-34449,248	183,77	-174,03	5,22	-191,94	284,89
4	2,15	SERVICIO	-33303,296	183,77	-174,03	5,22	182,23	-110,21
4	4,3	SERVICIO	-32157,344	183,77	-174,03	5,22	556,4	-505,31
4	0	1.4CM	-41990,784	183,84	-191,39	5,43	-209,42	284,85
4	2,15	1.4CM	-40386,456	183,84	-191,39	5,43	202,08	-110,42
4	4,3	1.4CM	-38782,128	183,84	-191,39	5,43	613,57	-505,69
4	0	ACI	-43121,424	241,5	-223,77	6,8	-247,28	374,44
4	2,15	ACI	-41746,288	241,5	-223,77	6,8	233,82	-144,78
4	4,3	ACI	-40371,144	241,5	-223,77	6,8	714,93	-664,01
5	0	SERVICIO	-48252,664	-177,11	-65,87	4,87	-70,61	-243,9
5	2,15	SERVICIO	-47106,72	-177,11	-65,87	4,87	71,01	136,89
5	4,3	SERVICIO	-45960,768	-177,11	-65,87	4,87	212,63	517,68
5	0	1.4CM	-58219,416	-182,5	-75,23	5,28	-79,11	-252,74
5	2,15	1.4CM	-56615,088	-182,5	-75,23	5,28	82,64	139,63
5	4,3	1.4CM	-55010,76	-182,5	-75,23	5,28	244,39	532,01
5	0	ACI	-60570,144	-231,24	-83,9	6,27	-90,38	-318,03
5	2,15	ACI	-59195,008	-231,24	-83,9	6,27	90	179,13
5	4,3	ACI	-57819,872	-231,24	-83,9	6,27	270,37	676,29
6	0	SERVICIO	-49348,504	-43,28	40,22	4,84	93,36	-53,1
6	2,15	SERVICIO	-48202,56	-43,28	40,22	4,84	6,88	39,95
6	4,3	SERVICIO	-47056,608	-43,28	40,22	4,84	-79,6	133,01
6	0	1.4CM	-56678,928	-49,72	43	5,24	103,27	-63,43
6	2,15	1.4CM	-55074,6	-49,72	43	5,24	10,83	43,47
6	4,3	1.4CM	-53470,272	-49,72	43	5,24	-81,62	150,37
6	0	ACI	-62763,632	-55,05	52,07	6,24	119,86	-66,84
6	2,15	ACI	-61388,496	-55,05	52,07	6,24	7,91	51,5
6	4,3	ACI	-60013,352	-55,05	52,07	6,24	-104,05	169,85
7	0	SERVICIO	-76301,712	-218,41	-126,5	3,83	-136,67	-302,75
7	2,15	SERVICIO	-75155,76	-218,41	-126,5	3,83	135,3	166,84
7	4,3	SERVICIO	-74009,816	-218,41	-126,5	3,83	407,26	636,43



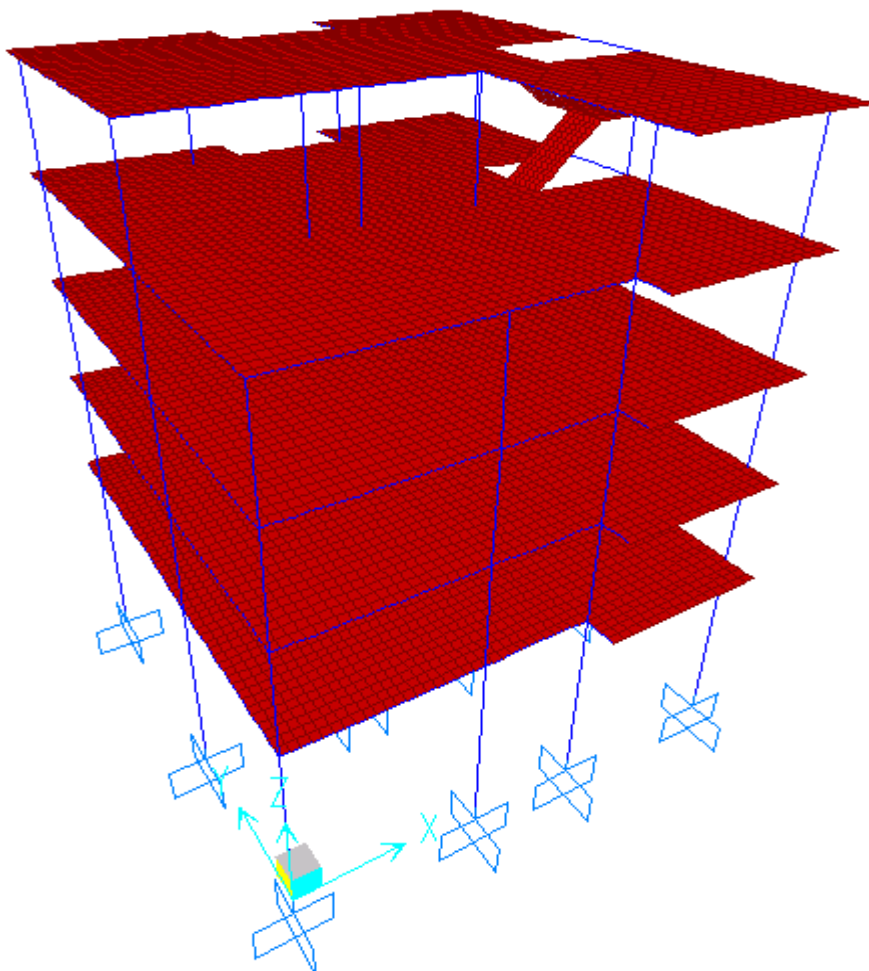
TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
7	0	1.4CM	-85838,008	-233,01	-126,95	4,27	-130,7	-324,65
7	2,15	1.4CM	-84233,68	-233,01	-126,95	4,27	142,25	176,32
7	4,3	1.4CM	-82629,352	-233,01	-126,95	4,27	415,19	677,29
7	0	ACI	-97557,592	-282,89	-166,12	4,9	-181,32	-391,65
7	2,15	ACI	-96182,456	-282,89	-166,12	4,9	175,84	216,56
7	4,3	ACI	-94807,312	-282,89	-166,12	4,9	532,99	824,77
8	0	SERVICIO	-65652,608	313,26	-198,63	31,73	-155,52	404,9
8	2,15	SERVICIO	-64506,656	313,26	-198,63	31,73	271,54	-268,61
8	4,3	SERVICIO	-61554,464	1320,52	-402,17	-46,4	233,8	-1455,69
8	0	1.4CM	-76951,296	354,69	-221,95	30,83	-178,06	457,96
8	2,15	1.4CM	-75346,968	354,69	-221,95	30,83	299,14	-304,62
8	4,3	1.4CM	-71964,96	1213,93	-337,55	-44,44	194,41	-1389,23
8	0	ACI	-83058,08	399,87	-254,39	41,96	-197,96	516,99
8	2,15	ACI	-81682,944	399,87	-254,39	41,96	348,99	-342,73
8	4,3	ACI	-77925,72	1766	-547,03	-61,55	318,54	-1932,19
9	0	SERVICIO	-50753,576	100,52	-210,49	4,84	-266,86	151,68
9	2,15	SERVICIO	-49607,624	100,52	-210,49	4,84	185,7	-64,45
9	4,3	SERVICIO	-48461,68	100,52	-210,49	4,84	638,25	-280,58
9	0	1.4CM	-58331,856	109,9	-220,43	5,26	-275,32	163,86
9	2,15	1.4CM	-56727,528	109,9	-220,43	5,26	198,6	-72,42
9	4,3	1.4CM	-55123,2	109,9	-220,43	5,26	672,52	-308,7
9	0	ACI	-64539,48	129,44	-273,8	6,25	-348,31	195,86
9	2,15	ACI	-63164,336	129,44	-273,8	6,25	240,37	-82,43
9	4,3	ACI	-61789,2	129,44	-273,8	6,25	829,05	-360,73
10	0	SERVICIO	-41204,496	-170,19	263,22	4,35	399,08	-250,98
10	2,15	SERVICIO	-40058,552	-170,19	263,22	4,35	-166,84	114,93
10	4,3	SERVICIO	-38912,6	-170,19	263,22	4,35	-732,75	480,84
10	0	1.4CM	-50763,776	-183,25	297,51	4,65	452,91	-272,2
10	2,15	1.4CM	-49159,448	-183,25	297,51	4,65	-186,74	121,79
10	4,3	1.4CM	-47555,12	-183,25	297,51	4,65	-826,4	515,78
10	0	ACI	-51423,264	-219,95	336,14	5,62	509,12	-323,8
10	2,15	ACI	-50048,12	-219,95	336,14	5,62	-213,58	149,09
10	4,3	ACI	-48672,984	-219,95	336,14	5,62	-936,29	621,98
14	0	SERVICIO	-57845,608	-13,49	373,49	4,87	565,64	-27,55
14	2,15	SERVICIO	-56699,664	-13,49	373,49	4,87	-237,37	1,45
14	4,3	SERVICIO	-55553,712	-13,49	373,49	4,87	-1040,38	30,45
14	0	1.4CM	-67907,464	-19,35	391,15	5,26	596,53	-38,51
14	2,15	1.4CM	-66303,136	-19,35	391,15	5,26	-244,44	3,09
14	4,3	1.4CM	-64698,808	-19,35	391,15	5,26	-1085,4	44,68
14	0	ACI	-73150,848	-16,05	485,83	6,28	734,58	-33,08
14	2,15	ACI	-71775,704	-16,05	485,83	6,28	-309,96	1,44
14	4,3	ACI	-70400,568	-16,05	485,83	6,28	-1354,49	35,96
15	0	SERVICIO	-62378,032	-83,1	452,68	5,27	689,41	-126,72
15	2,15	SERVICIO	-61232,08	-83,1	452,68	5,27	-283,85	51,95
15	4,3	SERVICIO	-60086,128	-83,1	452,68	5,27	-1257,12	230,62
15	0	1.4CM	-72868,632	-89,27	468,45	5,63	718,56	-138,09
15	2,15	1.4CM	-71264,304	-89,27	468,45	5,63	-288,61	53,84
15	4,3	1.4CM	-69659,976	-89,27	468,45	5,63	-1295,78	245,77



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
15	0	ACI	-78985,232	-107,46	590,45	6,82	897,76	-163,3
15	2,15	ACI	-77610,096	-107,46	590,45	6,82	-371,7	67,74
15	4,3	ACI	-76234,96	-107,46	590,45	6,82	-1641,17	298,78
16	0	SERVICIO	-44244,064	264,42	325,83	6,36	522,57	368,45
16	2,15	SERVICIO	-43098,12	264,42	325,83	6,36	-177,97	-200,06
16	4,3	SERVICIO	-41952,168	264,42	325,83	6,36	-878,52	-768,56
16	0	1.4CM	-54117,976	277,23	363,15	6,78	583,32	384,15
16	2,15	1.4CM	-52513,648	277,23	363,15	6,78	-197,44	-211,9
16	4,3	1.4CM	-50909,32	277,23	363,15	6,78	-978,2	-807,95
16	0	ACI	-55328,232	343,86	417,58	8,23	669,45	479,76
16	2,15	ACI	-53953,088	343,86	417,58	8,23	-228,35	-259,55
16	4,3	ACI	-52577,952	343,86	417,58	8,23	-1126,14	-998,85

	Carga sin mayorar (P)
	Carga mayorada (Pu)
	Momento 2 y 3 en la parte superior
	Momento 2 y 3 en la parte inferior

3. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA.

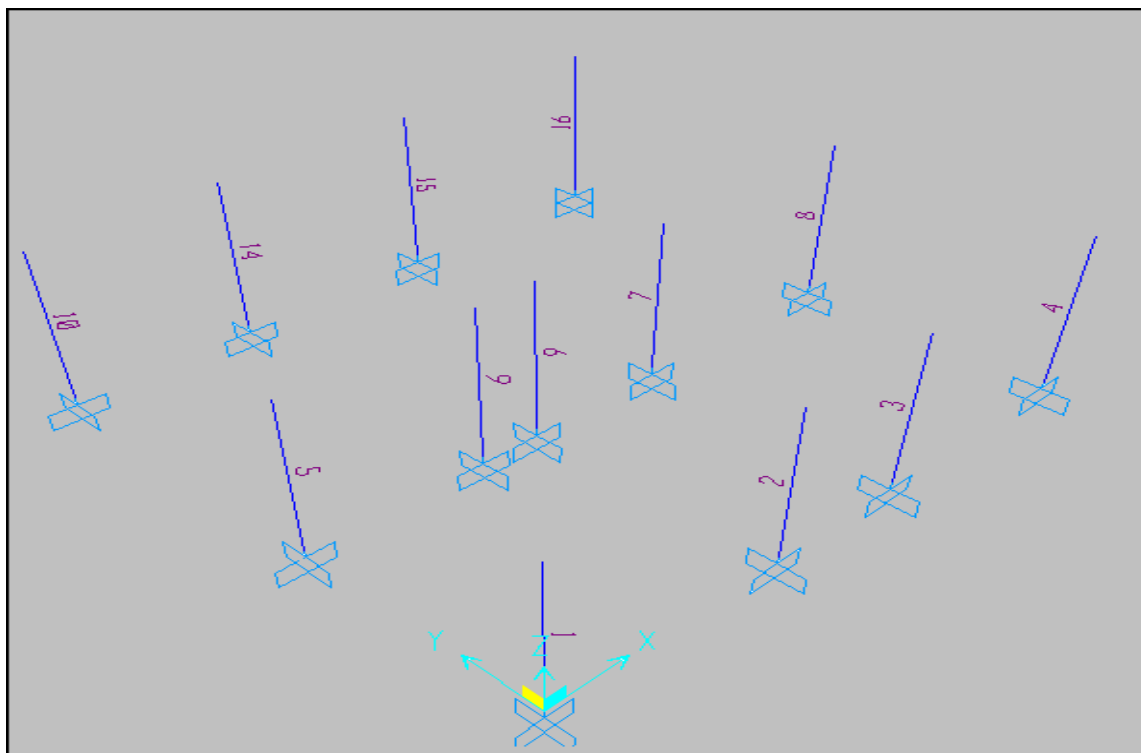




V. DISEÑO DE COLUMNAS.

El diseño de columnas se realizará en base de la norma ACI 318-02, con el programa CSI Col.

El esquema muestra la ubicación de las columnas en la estructura.



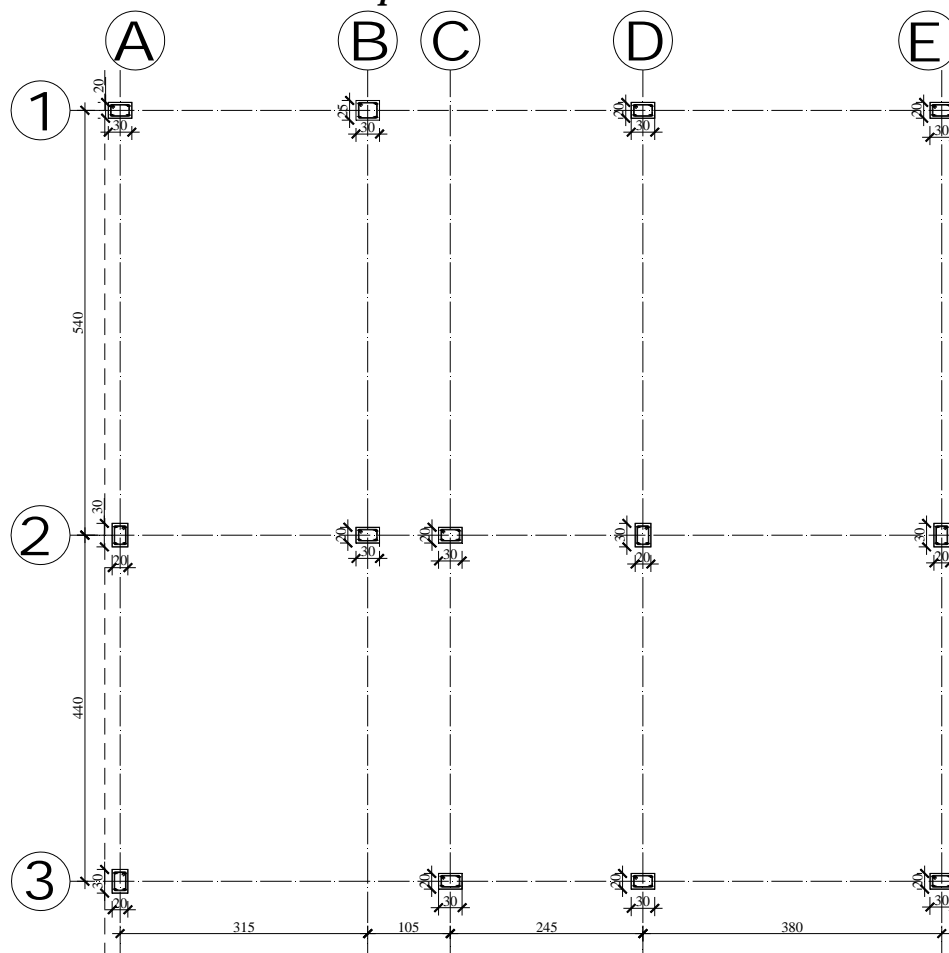
V. DISEÑO DE COLUMNAS.

Se tiene el siguiente resumen del diseño de las columnas:

Número de columna	Carga Axial (Pu) Kg	Momento 2 Kg-m	Momento 3 Kg-m	Sección	Refuerzo	Ubicación
1	-27.612.144	767.13	565.94	20x30	4ø16	A - 3
2	-32.609.904	957.59	-288.53	30x20	4ø16	C - 3
3	-41.293.192	933.52	391.25	30x20	4ø16	D - 3
4	-43.121.424	714.93	-664.01	30x20	4ø16	E - 3
5	-60.570.144	270.37	676.29	20x30	4ø16	A - 2
6	-62.763.632	-104.05	169.85	30x20	4ø16	B - 2
7	-97.557.592	532.99	824.77	20x30	6ø16	D - 2
8	-83058.08	318.54	-1932.19	20x30	6ø16	E - 2
9	-64539.48	829.05	-360.73	30x20	4ø16	C - 2
10	-51.423.264	-936.29	621.98	30x20	4ø16	A - 1
14	-73.150.848	-1354.49	35.96	30x20	4ø16	B - 1
15	-78.985.232	-1641.17	298.78	30x20	4ø16	D - 1
16	-55.328.232	-1126.14	-998.85	30x20	4ø16	E - 1



➤ Disposición de columnas en planta



VI. DISEÑO DE ZAPATAS.

Zapata I (A-2) Zapata de Medianería

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$P = 48.252 \text{ [tn]}$$

$$P_u = 60.570 \text{ [tn]}$$

$$\text{Columna : } 20 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

$$A = 2B \Rightarrow B = \sqrt{\frac{P}{2 \cdot q_a}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{48.252}{2 \cdot 1.3 \cdot 10}} \Rightarrow B = 1.363 \text{ [m]} \Rightarrow B = 1.4 \text{ [m]}$$

$$\Rightarrow A = 2.8 \text{ [m]}$$

$$B = 1.4 \text{ [m]}$$

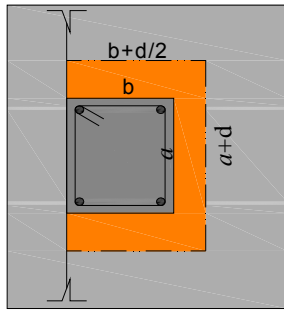
$$\text{Usar: } 2.8 \times 1.4 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A \cdot B} \Rightarrow q_u = \frac{60.570}{2.8 \cdot 1.4} \Rightarrow q_u = 15.45 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow q_u = 1.55 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$



Paso 2.- Dimensionamiento en elevación.

a) Verificación a corte por punzonamiento:



$$A_o = (a + d/2)(b + d)$$

$$b_o = 2a + b + 2d$$

$$v_u = \frac{q_u \cdot (A \cdot B - A_o)}{\phi b_o d}$$

Asumir $d = 36$ [cm.] y verificar:

$$v_u = \frac{q_u (A \cdot B - (a + d/2)(b + d))}{\phi (2a + b + 2d)d}$$

$$v_u = \frac{1.55(140 \cdot 280 - (20 + 18)(30 + 36))}{0.75 \cdot (40 + 72 + 30)36} \Rightarrow v_u = 14.833 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- $v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c}$, donde β es la relación entre el lado largo y el lado corto de la columna

$$v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1.5} \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 17.92 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- $v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{210}$ donde $\alpha_s = 30$ para columnas al borde de la zapata

$$v_c = 0.27 \left(\frac{30 \cdot 36}{142} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 37.58 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 1.06 \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 15.36 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

$$\Rightarrow v_c \text{ Será el menor de las opciones anteriores: } v_c = 15.36 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_u = 14.833 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \leq v_c = 15.36 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad \checkmark \text{ ok}$$

b) Verificación a corte por flexión:

b.1) Para el eje X:

$$m = B - a \Rightarrow m = 140 - 20 \Rightarrow m = 120 \text{ [cm.]}$$

$$q_x = q_u \cdot A \Rightarrow q_x = 1.55 \cdot 280 \Rightarrow q_x = 434 \text{ [kg / cm]}$$

$$M_y = q_x \frac{m^2}{2} \Rightarrow M_y = 434 \frac{120^2}{2} \Rightarrow M_y = 3124800 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$



$$v_u = \frac{q_u \cdot (m-d)}{\phi d} \Rightarrow v_u = \frac{1.55 \cdot (120-36)}{0.75 \cdot 36} \Rightarrow v_u = 4.822 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_u \leq v_c \quad \checkmark \text{ ok}$$

b.2) Para el eje Y:

$$m = \frac{A-b}{2} \Rightarrow m = \frac{280-30}{2} \Rightarrow m = 125 [cm.]$$

$$q_y = q_u \cdot B \Rightarrow q_y = 1.55 \cdot 140 \Rightarrow q_y = 217 [kg/cm]$$

$$M_y = q_y \frac{m^2}{2} \Rightarrow M_y = 217 \frac{125^2}{2} \Rightarrow M_y = 1695312.5 [kg \cdot cm]$$

$$v_u = \frac{q_u \cdot (m-d)}{\phi d} \Rightarrow v_u = \frac{1.55 \cdot (125-36)}{0.75 \cdot 36} \Rightarrow v_u = 5.11 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

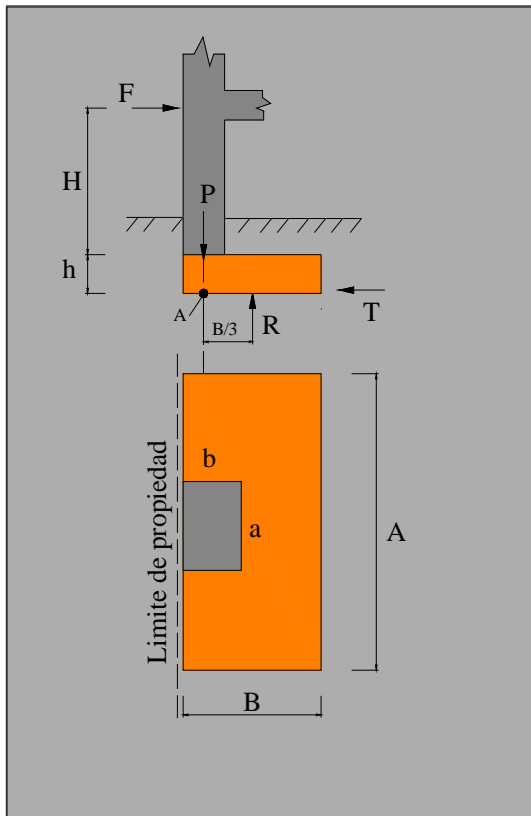
$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_u \leq v_c \quad \checkmark \text{ ok}$$

$$\therefore d = 36 [cm] \Rightarrow h = d + r = 36 + 5$$

$$h = 41 [cm]$$

Corrección momento de la columna



$$\sum V = 0 \Rightarrow R = P ; R = 48.252 [tn]$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R \cdot \frac{B}{3} = F(H+h)$$

$$F = \frac{P \cdot B}{3 \cdot (H+h)}$$

$$F = \frac{48.252 \cdot 140}{3 \cdot (4.3 + 0.36)}$$

$$F = 4.83 [tn] \Rightarrow F = 4832.1 [kg]$$

$$\sum H = 0 \Rightarrow T = \frac{P \cdot B}{3 \cdot (H+h)}$$

$$T = 4.83 [tn] \Rightarrow T = 4832.1 [kg]$$

$$M_B = 48.252 \cdot \frac{140}{3}$$

$$M_B = 22.517 [tn \cdot m]$$

$$M_B = 22517.6 [kg \cdot cm]$$



Diseñar la columna nuevamente con el momento encontrado sumado al actual si la columna cumple con los requerimientos continuar con el diseño, si no empezar desde el dimensionado en planta con la sección de la nueva columna.

Entonces para el ejercicio se vuelve a diseñar la columna obteniendo los siguientes valores:

$$\text{Columna : } 20 \times 30 \rightarrow 4\phi 20$$

Comprobación al deslizamiento

La fuerza de rozamiento T puede ser resistida por la zapata si se cumple con la siguiente relación:

$$\frac{(P + P_c) \cdot \mu}{T} \geq C_s$$

$$C_s T \leq (P + P_c) \cdot \mu$$

Donde: $C_s = \text{Factor de seguridad que puede ser igual a 1.5}$

$T = \text{Fuerza de rozamiento}$

$$T = \frac{P \cdot B}{3 \cdot (H + h)}$$

$P = \text{Carga puntual estructura}$

$P_c = \text{Peso del cimientto}$

$$\mu = \frac{2}{3} \cdot \tan \phi$$

$\phi = \text{Angulo de rozamiento}$

Remplazando se tiene:

$$1.5 \cdot 4832 \leq (48252 + 3857.28) \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \tan(20^\circ) \right]$$

$$7248 \leq 12644.15 \checkmark \text{ ok}$$

Paso 3.- Transferencia de esfuerzos

$$f_a \leq f_{au}$$

$$f_a = \frac{P_u}{a \cdot b} \Rightarrow f_a = \frac{60.570}{0.2 \cdot 0.3} \Rightarrow f_a = 1009.5 [\text{tn} / \text{m}^2] \Rightarrow f_a = 100.95 [\text{kg} / \text{cm}^2]$$

$$f_{au} = 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \Rightarrow f_{au} = 0.85 \cdot 0.65 \cdot 210 \Rightarrow f_{au} = 116 [\text{kg} / \text{cm}^2]$$

$$f_a \leq f_{au} \checkmark \text{ ok}$$



Paso 4.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión

As1.

Se debe adoptar el área de acero mayor entre las dos ecuaciones siguientes:

$$\begin{cases} A_{s1} = \frac{M_y}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} & a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c B} \end{cases}$$

Con $M_y = 3124800 [kg \cdot cm]$ $A_{s1} = 23.61 [cm^2]$

$$A_{s1 \min} = 0.0018 \cdot A \cdot h \Rightarrow A_{s1 \min} = 0.0018 \cdot 280 \cdot 41 \Rightarrow A_{s1 \min} = 20.66 [cm^2]$$

$$\Rightarrow A_{s1} = 23.61 [cm^2] = A_{s2} \Rightarrow \boxed{12 \phi 16c / 24}$$

As2.

$$\begin{cases} A_{s2} = \frac{M_x}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} & a = \frac{A_{s2} f_y}{0.85 f'_c B} \end{cases}$$

Con $M_y = 1695312.5 [kg \cdot cm]$ $A_{s2} = 12.84 [cm^2]$

$$A_{s2 \min} = 0.0018 \cdot B \cdot h \Rightarrow A_{s2 \min} = 0.0018 \cdot 140 \cdot 41 \Rightarrow A_{s2 \min} = 10.332 [cm^2]$$

$$\Rightarrow A_{s1} = 12.84 [cm^2] = A_{s2} \Rightarrow \boxed{7 \phi 16c / 21}$$

Paso 5.- Verificación por adherencia

Se debe hallar la longitud mínima que se necesita de acero para que tenga una adherencia con el hormigón adecuada. Para esto se comprueba que la longitud de desarrollo sea menor que m-r y n-r, para garantizar que entra en la zapata diseñada.

$$l_d \geq \begin{cases} \frac{f_y}{3.5 \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}} d_b \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Donde: $\psi_t = 1$; $\psi_e = 1$; $\psi_s = 0.8$; $\lambda = 1$; $\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 2.5$

Eje x: $l_d = \frac{4200}{3.5 \sqrt{210}} \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 1}{2.5} d_b$

$$l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1.6 \Rightarrow l_d = 42.4 [cm]$$

$$m - r = 120 - 5 = 115 \Rightarrow m - r \geq 42.4 [cm] \quad \checkmark \quad \text{ok}$$



$$\text{Eje y: } l_d = \frac{4200}{3.5\sqrt{210}} \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 1}{2.5} d_b$$

$$l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1.6 \Rightarrow l_d = 42.4 [cm]$$

$$n - r = 125 - 5 = 120 \Rightarrow n - r \geq 42.4 [cm] \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

Zapata II (D-1; E-1) Zapata de Medianería Conectada

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 210 [kg/cm^2] & P_1 &= 44.244[tn] & P_2 &= 62.378[tn] \\ f_y &= 5000 [kg/cm^2] & P_{u1} &= 55.328[tn] & P_{u2} &= 78.985[tn] \\ q_a &= 1.3 [kg/cm^2] & \text{Columna : } 30 \times 20 &\rightarrow 4\phi 16 & \text{Columna : } 30 \times 20 &\rightarrow 4\phi 16 \\ r &= 5 [cm] \\ l &= 3.8 [m] \end{aligned}$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

➤ Para zapata 1, de medianería: $A_1 = 2B_1$

$$B_1 = \sqrt{\frac{P_1}{2 \cdot q_a}} \Rightarrow B_1 = \sqrt{\frac{44.244}{2 \cdot 1.3}} \Rightarrow B_1 = 1.305[m] \Rightarrow B_1 = 1.35[m]$$

$$\Rightarrow A_1 = 2 \cdot 1.35 \Rightarrow A_1 = 2.7[m]$$

Usar: $2.7 \times 1.35 [m^2]$

$$q_{u1} = \frac{P_{u1}}{A_1 \cdot B_1} \Rightarrow q_{u1} = \frac{55.328}{2.7 \cdot 1.35} \Rightarrow q_{u1} = 15.18 [tn/m^2] \Rightarrow q_{u1} = 1.52 [kg/cm^2]$$

➤ Para zapata 2, aislada:

$$A_2 = \sqrt{\frac{P_2}{q_a}} \Rightarrow A_2 = \sqrt{\frac{62.378}{1.3}} \Rightarrow A_2 = 2.19[m] \Rightarrow A_2 = 2.20[m]$$

Usar: $2.20 \times 2.20 [m^2]$

$$q_{u2} = \frac{P_{u2}}{A_2 \cdot B_2} \Rightarrow q_{u2} = \frac{78.985}{2.20 \cdot 2.20} \Rightarrow q_{u2} = 16.32 [tn/m^2] \Rightarrow q_{u2} = 1.63 [kg/cm^2]$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación:

Asumir ancho de nervio: $B = 35 [cm]$

a) Verificación a corte por flexión:

a.1) Para zapata 1:

$$m = \frac{A_1 - B}{2} \Rightarrow m = \frac{270 - 35}{2} \Rightarrow m = 117.5 [cm.]$$

$$q_{1y} = q_{u1} \cdot B_1 \Rightarrow q_{1y} = 1.52 \cdot 1.35 \Rightarrow q_{1y} = 205.2 [kg/cm]$$

$$M_{1x} = q_{1y} \frac{m^2}{2} \Rightarrow M_{1x} = 205.2 \frac{117.5^2}{2} \Rightarrow M_{1x} = 1416521.25 [kg \cdot cm]$$



$$v_{u1} = \frac{q_{u1} \cdot (m - d_1)}{\phi d_1} \Rightarrow v_{u1} = \frac{1.52 \cdot (117.5 - 25)}{0.75 \cdot 25} \Rightarrow v_{u1} = 7.498 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_{u1} \leq v_c \quad \checkmark \text{ ok}$$

a.2) Para zapata 2:

$$n = \frac{A_2 - B}{2} \Rightarrow n = \frac{220 - 35}{2} \Rightarrow n = 92.5 [cm.]$$

$$q_{2y} = q_{u2} \cdot B_2 \Rightarrow q_{2y} = 1.63 \cdot 220 \Rightarrow q_{2y} = 358.6 [kg / cm]$$

$$M_{2x} = q_{2y} \frac{m^2}{2} \Rightarrow M_{2x} = 358.6 \frac{92.5^2}{2} \Rightarrow M_{2x} = 1534135.625 [kg.cm]$$

$$v_{u2} = \frac{q_{u2} \cdot (m - d_2)}{\phi d_2} \Rightarrow v_{u2} = \frac{1.63 \cdot (92.5 - 25)}{0.75 \cdot 25} \Rightarrow v_{u2} = 5.87 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$v_{u2} \leq v_c \quad \checkmark \text{ ok}$$

$$\therefore d_1 = 25 [cm] \Rightarrow h_1 = d_1 + r = 25 + 5$$

$$h_1 = 30 [cm]$$

$$\therefore d_2 = 25 [cm] \Rightarrow h_2 = d_2 + r = 25 + 5$$

$$h_2 = 30 [cm]$$

Paso 3.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión

Zapata 1: Con $M_{1x} = 1416521.25 \text{ kg.cm}$ $A_{s1} = 15.87 [cm^2]$

$$A_{s1y \min} = 0.0018 \cdot B_1 \cdot h_1 \Rightarrow A_{s1y \min} = 0.0018 \cdot 135 \cdot 30 \Rightarrow A_{s1y \min} = 7.29 [cm^2]$$

$$\Rightarrow A_{s1y} = 15.87 [cm^2] \Rightarrow \boxed{8 \phi 16c / 17}$$

$$A_{s1x} = 0.0018 \cdot A_1 \cdot h_1 \Rightarrow A_{s1x} = 0.0018 \cdot 270 \cdot 30 \Rightarrow A_{s1x} = 14.58 [cm^2]$$

$$\Rightarrow A_{s1x} = 14.58 [cm^2] \Rightarrow \boxed{13 \phi 12c / 21}$$

Zapata 2: Con $M_{2x} = 1534135.625 \text{ kg.cm}$ $A_{s2} = 16.84 [cm^2]$

$$A_{s2y \min} = 0.0018 \cdot B_2 \cdot h_2 \Rightarrow A_{s2y \min} = 0.0018 \cdot 220 \cdot 30 \Rightarrow A_{s2y \min} = 11.88 [cm^2]$$

$$\Rightarrow A_{s2y} = 16.84 [cm^2] \Rightarrow \boxed{9 \phi 16c / 26}$$

$$A_{s2x} = 0.0018 \cdot A_2 \cdot h_2 \Rightarrow A_{s2x} = 0.0018 \cdot 220 \cdot 30 \Rightarrow A_{s2x} = 11.88 [cm^2]$$

$$\Rightarrow A_{s2x} = 11.88 [cm^2] \Rightarrow \boxed{11 \phi 12c / 21}$$



Paso 4.- Verificación por adherencia

Se debe hallar la longitud mínima que se necesita de acero para que tenga una adherencia con el hormigón adecuada. Para esto se comprueba que la longitud de desarrollo sea menor que $m-r$ y $n-r$, para garantizar que entra en la zapata diseñada.

$$l_d \geq \begin{cases} \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}} d_b \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Donde: $\psi_t = 1$; $\psi_e = 1$; $\psi_s = 0.8$; $\lambda = 1$; $\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} = 2.5$

Zapata 1: $l_d = \frac{4200}{3.5\sqrt{210}} \frac{1 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 1}{2.5} d_b$

$$l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1.2 \Rightarrow l_d = 31.8 \text{ [cm]}$$

$$l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1.6 \Rightarrow l_d = 42.4 \text{ [cm]}$$

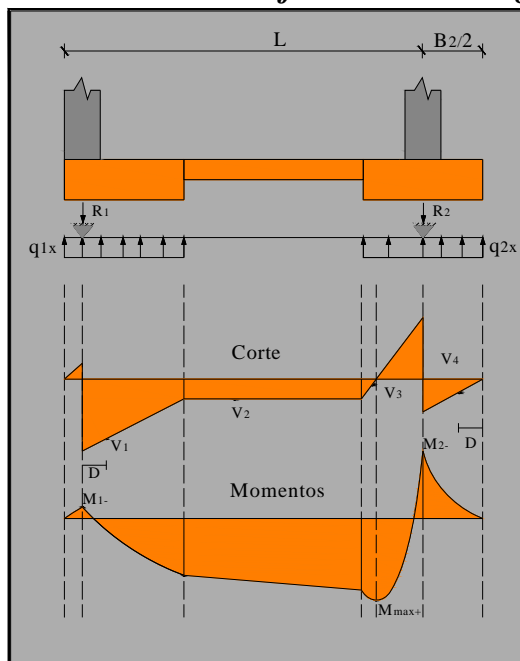
$$m-r = 117.5 - 5 = 112.5 \Rightarrow m-r \geq 31.8 \text{ [cm]} \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

$$m-r = 117.5 - 5 = 112.5 \Rightarrow m-r \geq 42.4 \text{ [cm]} \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

Zapata 2: $l_d = 26.5 \cdot d_b \Rightarrow l_d = 26.5 \cdot 1.2 \Rightarrow l_d = 31.8 \text{ [cm]}$

$$n-r = 92.5 - 5 = 87.5 \Rightarrow m-r \geq 31.8 \text{ [cm]} \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

Paso 5.- Análisis de esfuerzos en la viga



Zapata de medianería: Zapata 1

$$q_{1x} = q_{u1} \cdot A_1$$

$$q_{1x} = 1.59 \cdot 270$$

$$q_{1x} = 410.4 \text{ [kg/cm]}$$

Zapata aislada: Zapata 2

$$q_{2x} = q_{u2} \cdot A_2$$

$$q_{2x} = 1.63 \cdot 220$$

$$q_{2x} = 358.6 \text{ [kg/cm]}$$

Viga:

$$B = 35 \text{ [cm]}$$

$$H = 70 \text{ [cm]}$$

$$D = 63 \text{ [cm]}$$



$$V_1 = 16900.05[kg]$$

$$M_1^- = 47223[kg \cdot cm]$$

$$V_2 = -5766.99[kg]$$

$$M_2^- = 2169530[kg \cdot cm]$$

$$V_3 = -22621.19[kg]$$

$$M_3^+ = 21907[kg \cdot cm]$$

$$V_4 = 22591.8[kg]$$

Paso 6.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

$$A_{s1} = 0.2[cm^2]$$

$$A_{s2} = 9.6[cm^2]$$

$$A_{s3} = 0.09[cm^2]$$

$$A_{s\min} = \frac{14}{f_y} \cdot B \cdot D \Rightarrow A_{s\min} = \frac{14}{4200} \cdot 35 \cdot 63 \Rightarrow A_{s\min} = 7.35 [cm^2]$$

Paso 7.- Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi \cdot B \cdot D}$$

$$v_{u1} = \frac{V_1}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{16900.05}{0.75 \cdot 35 \cdot 63} = 10.22[kg/cm^2] \geq 7.68[kg/cm^2] \Rightarrow \text{calcular separación}$$

$$v_{u2} = \frac{V_2}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{5766.99}{0.75 \cdot 35 \cdot 63} = 3.49[kg/cm^2] \leq 7.68[kg/cm^2] \Rightarrow \phi 8c / 35$$

$$v_{u3} = \frac{V_3}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{22621.19}{0.75 \cdot 35 \cdot 63} = 13.68[kg/cm^2] \geq 7.68[kg/cm^2] \Rightarrow \text{calcular separación}$$

$$v_{u4} = \frac{V_4}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{22591.8}{0.75 \cdot 35 \cdot 63} = 13.66[kg/cm^2] \geq 7.68[kg/cm^2] \Rightarrow \text{calcular separación}$$

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53\sqrt{210} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$s = \frac{A_v f_y}{(v_{ui} - v_c)B} \quad \text{Donde: } A_v = \frac{\pi \cdot \phi^2}{2} \Rightarrow A_v = \frac{\pi \cdot (0.8)^2}{2} \Rightarrow A_v = 1$$

$$s_1 = \frac{1(4200)}{(10.22 - 7.68)35} = 47.24[cm] \Rightarrow \phi 8c / 35$$

$$s_3 = \frac{1(4200)}{(13.68 - 7.68)35} = 20[cm] \Rightarrow \phi 8c / 20$$

$$s_4 = \frac{1(4200)}{(13.66 - 7.68)35} = 20[cm] \Rightarrow \phi 8c / 20$$



Zapata III (D-3; E-3) Zapata de Medianería Conectada

Datos:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & P_1 &= 34.449 \text{ [tn]} & P_2 &= 32.296 \text{ [tn]} \\
 f_y &= 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & P_{u1} &= 43.121 \text{ [tn]} & P_{u2} &= 41.285 \text{ [tn]} \\
 q_a &= 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & \text{Columna : } 30 \times 20 &\rightarrow 4\phi 16 & \text{Columna : } 30 \times 20 &\rightarrow 4\phi 16 \\
 r &= 5 \text{ [cm]} \\
 l &= 3.8 \text{ [m]}
 \end{aligned}$$

A ₁ [cm]	B ₁ [cm]	q _{u1} [kg/cm ²]	A ₂ [cm]	B ₂ [cm]	q _{u2} [kg/cm ²]	B [cm]	d ₁ [cm]	v _{u1} [kg/cm ²]	d ₂ [cm]	v _{u2} [kg/cm ²]	v _c [kg/cm ²]	v _u ≤ v _c
240	120	1.5	160	160	1.61	35	25	6.2	20	4.56	7.68	✓ ok

h ₁ [cm]	h ₂ [cm]	Refuerzo Z1-A _{s1y}	Refuerzo Z1-A _{s1x}	Refuerzo Z2-A _{s2y}	Refuerzo Z2-A _{s2x}	l _d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	l _d ≤ m-r l _d ≤ n-r
30	25	10Ø12c/12	11Ø12c/24	6Ø12c/25	7Ø12c/25	31.8	97.5	57.5	✓ ok

B _v [cm]	H _v [cm]	D _v [cm]	A _{s1} [cm]	A _{s2} [cm]	A _{s3} [cm]	v _{u1} (Viga) [kg/cm ²]	v _{u2} (Viga) [kg/cm ²]	v _{u3} (Viga) [kg/cm ²]	v _{u4} (Viga) [kg/cm ²]	v _c (Viga) [kg/cm ²]	v _u ≤ v _c
35	70	63	7.35	7.35	7.35	5.58	2.95	5.59	2.65	7.68	✓ ok

Zapata IV (D-2; E-2) Zapata de Medianería Conectada

Datos:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & P_1 &= 65.652 \text{ [tn]} & P_2 &= 76.301 \text{ [tn]} \\
 f_y &= 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & P_{u1} &= 83.058 \text{ [tn]} & P_{u2} &= 97.557 \text{ [tn]} \\
 q_a &= 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & \text{Columna : } 20 \times 30 &\rightarrow 6\phi 16 & \text{Columna : } 20 \times 30 &\rightarrow 6\phi 16 \\
 r &= 5 \text{ [cm]} \\
 l &= 3.8 \text{ [m]}
 \end{aligned}$$

A ₁ [cm]	B ₁ [cm]	q _{u1} [kg/cm ²]	A ₂ [cm]	B ₂ [cm]	q _{u2} [kg/cm ²]	B [cm]	d ₁ [cm]	v _{u1} [kg/cm ²]	d ₂ [cm]	v _{u2} [kg/cm ²]	v _c [kg/cm ²]	v _u ≤ v _c
320	160	1.62	245	245	1.63	35	32	7.46	25	6.95	7.68	✓ ok

h ₁ [cm]	h ₂ [cm]	Refuerzo Z1-A _{s1y}	Refuerzo Z1-A _{s1x}	Refuerzo Z2-A _{s2y}	Refuerzo Z2-A _{s2x}	l _d [cm]	m-r [cm]	n-r [cm]	l _d ≤ m-r l _d ≤ n-r
37	30	11Ø16c/15	11Ø16c/30	12Ø16c/21	12Ø12c/21	31.8	137.5	100	✓ ok



B_v [cm]	H_v [cm]	D_v [cm]	A_{s1} [cm]	A_{s2} [cm]	A_{s3} [cm]	v_{u1} (Viga) [kg/cm ²]	v_{u2} (Viga) [kg/cm ²]	v_{u3} (Viga) [kg/cm ²]	v_{u4} (Viga) [kg/cm ²]	v_c (Viga) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
35	70	63	7.35	13.47	16.22	17.125	20.7	22.86	14.28	7.68	No

S_1 (Viga) [cm]	S_2 (Viga) [cm]	S_3 (Viga) [cm]	S_4 (Viga) [cm]	Refuerzo S_1	Refuerzo S_2	Refuerzo S_3	Refuerzo S_4
12.6	14.47	31.4	20.06	Ø8c/12	Ø10c/12	Ø10c/30	Ø8c/20

Zapata V (A-3; C-3) Zapata de Medianería Conectada

Datos:

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$P_1 = 22.082 \text{ [tn]}$$

$$P_2 = 25.457 \text{ [tn]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$P_{u1} = 27.612 \text{ [tn]}$$

$$P_{u2} = 32.561 \text{ [tn]}$$

$$q_a = 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\text{Columna : } 20 \times 30 \rightarrow 4\phi 16$$

$$\text{Columna : } 30 \times 20 \rightarrow 4\phi 16$$

$$r = 5 \text{ [cm]}$$

$$l = 4.2 \text{ [m]}$$

A_1 [cm]	B_1 [cm]	q_{u1} [kg/cm ²]	A_2 [cm]	B_2 [cm]	q_{u2} [kg/cm ²]	B [cm]	d_1 [cm]	v_{u1} [kg/cm ²]	d_2 [cm]	v_{u2} [kg/cm ²]	v_c [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
200	100	1.38	140	140	1.66	35	20	5.75	20	3.597	7.68	✓ ok

h_1 [cm]	h_2 [cm]	Refuerzo Z1- A_{s1y}	Refuerzo Z1- A_{s1x}	Refuerzo Z2- A_{s2y}	Refuerzo Z2- A_{s2x}	l_d [cm]	$m-r$ [cm]	$n-r$ [cm]	$l_d \leq m-r$ $l_d \leq n-r$
25	25	6Ø12c/18	8Ø12c/27	6Ø12c/26	6Ø12c/26	31.8	77.5	47.5	✓ ok

B_v [cm]	H_v [cm]	D_v [cm]	A_{s1} [cm]	A_{s2} [cm]	A_{s3} [cm]	v_{u1} (Viga) [kg/cm ²]	v_{u2} (Viga) [kg/cm ²]	v_{u3} (Viga) [kg/cm ²]	v_c (Viga) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$
35	70	63	7.35	7.35	7.35	2.28	1.39	2.37	7.68	✓ ok

v_{u4} (Viga) [kg/cm ²]	v_c (Viga) [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	S_4 (Viga) [cm]	Refuerzo S_1
8.85	7.68	No	102	Ø8c/35



Zapata VI (B-2; C-2) Zapata Combinada

Datos:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & P_1 &= 49.348 \text{ [tn]} & P_2 &= 50.753 \text{ [tn]} \\
 f_y &= 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & P_{u1} &= 62.763 \text{ [tn]} & P_{u2} &= 64.539 \text{ [tn]} \\
 q_a &= 1.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]} & \text{Columna : } 30 \times 20 &\rightarrow 4\phi 16 & \text{Columna : } 30 \times 20 &\rightarrow 4\phi 16 \\
 r &= 5 \text{ [cm]} \\
 l &= 1.05 \text{ [m]}
 \end{aligned}$$

Paso 1.- Dimensionamiento en planta.

$$R = 49.348 + 50.753 = 100.101 \text{ [tn]} = 100101 \text{ [kg]}$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow 49348.5 \cdot 0.15 + 50753.57 \cdot 1.20 = \frac{L}{2} R$$

$$\Rightarrow L = 1.365 \text{ [m]}$$

$$B = \frac{R_1}{L \cdot q_a} \Rightarrow B = \frac{100.107}{1.365 \cdot 13} \Rightarrow B = 5.641 \text{ [m]} \Rightarrow B = 564.1 \text{ [m]} \Rightarrow \text{Es muy grande}$$

Cambiar la geometría: Aumentar un metro a cada lado

$$\Rightarrow L = 3.37 \text{ [m]}$$

$$B = \frac{R_1}{L \cdot q_a} \Rightarrow B = \frac{100.107}{3.37 \cdot 13} \Rightarrow B = 2.28 \text{ [m]} \Rightarrow B = 2.30 \text{ [m]}$$

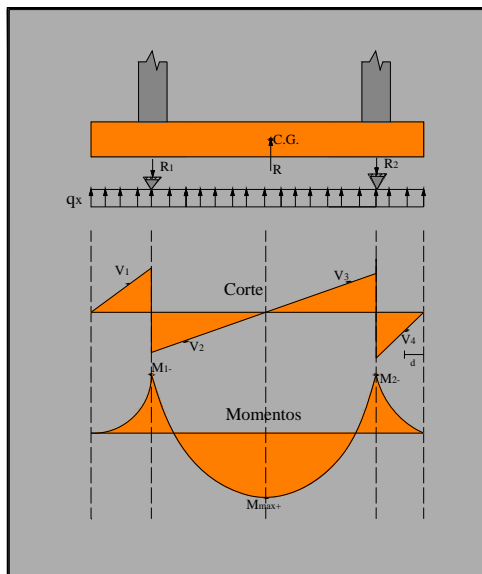
$$R = 100.102 \text{ [tn]}$$

$$R_u = 127.303 \text{ [tn]}$$

$$q_u = \frac{R_u}{L \cdot B} \Rightarrow q_u = \frac{127.303}{2.30 \cdot 3.37} \Rightarrow q_u = 16.4 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow q_u = 1.64 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Paso 2.- Análisis de esfuerzos en la viga

Asumir canto útil: $d = 30 \text{ [cm]}$



$$q_x = q_u \cdot B$$

$$\Rightarrow q_x = 1.64 \cdot 230$$

$$\Rightarrow q_x = 377.2 \text{ [kg/cm]}$$

$$V_1 = 26404 \text{ [kg]}$$

$$V_2 = -1995 \text{ [kg]}$$

$$V_3 = -3662 \text{ [kg]}$$

$$V_4 = 27158 \text{ [kg]}$$

$$M_1^- = 2494235 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_2^- = 2581745 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_3^+ = 2017240 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$



Paso 3.- Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

$$v_{ui} = \frac{V_i}{\phi \cdot B \cdot D}$$

$$v_{u1} = \frac{V_1}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{26404}{0.75 \cdot 230 \cdot 30} = 5.1 [\text{kg}/\text{cm}^2] \leq 7.68 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow \phi 8c/35$$

$$v_{u2} = \frac{V_2}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{1995.57}{0.75 \cdot 230 \cdot 30} = 0.38 [\text{kg}/\text{cm}^2] \leq 7.68 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow \phi 8c/35$$

$$v_{u3} = \frac{V_3}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{3662.43}{0.75 \cdot 230 \cdot 30} = 0.71 [\text{kg}/\text{cm}^2] \leq 7.68 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow \phi 8c/35$$

$$v_{u4} = \frac{V_4}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{27158.4}{0.75 \cdot 230 \cdot 30} = 5.25 [\text{kg}/\text{cm}^2] \leq 7.68 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow \phi 8c/35$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 7.68 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Paso 4.- Dimensionamiento en elevación

a) Verificación a corte por punzonamiento

$$v_{u1} = \frac{P_{u1}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{62763}{0.75 \cdot 2(a+b+2d) \cdot d} = 12.68 [\text{kg}/\text{cm}^2] \leq 15.36 [\text{kg}/\text{cm}^2] \checkmark$$

$$v_{u2} = \frac{P_{u2}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{64539}{0.75 \cdot 2(a+b+2d) \cdot d} = 13.04 [\text{kg}/\text{cm}^2] \leq 15.36 [\text{kg}/\text{cm}^2] \checkmark$$

- $$v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{1.5} \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 17.92 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$
- $$v_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \alpha_s=40 \text{ para columna central}$$

$$v_c = 0.27 \left(\frac{40 \cdot 30}{2 \cdot (50+60)} + 2 \right) \cdot \sqrt{210} \Rightarrow v_c = 29.17 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$
- $$v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\therefore d = 30 [\text{cm}] \Rightarrow h = d + r = 30 + 5$$

$$h_1 = 35 [\text{cm}]$$

Paso 5.- Transferencia de esfuerzos

$$f_a \leq f_{au}$$

$$f_{a1} = \frac{P_{u1}}{a \cdot b} \Rightarrow f_a = \frac{62763}{30 \cdot 20} \Rightarrow f_a = 104.6 [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

$$f_{a2} = \frac{P_{u2}}{a \cdot b} \Rightarrow f_a = \frac{64539}{30 \cdot 20} \Rightarrow f_a = 107.57 [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

$$f_{au} = 0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \Rightarrow f_{au} = 0.85 \cdot 0.65 \cdot 210 \Rightarrow f_{au} = 116 [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

$$f_a \leq f_{au} \quad \checkmark \quad \text{ok}$$



Paso 6.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión

- Eje x:**

$$A_{s1} = 22.88 [cm^2]$$

$$A_{s2} = 23.73 [cm^2]$$

$$A_{s3} = 18.36 [cm^2]$$

$$A_{s\min} = 0.0018 \cdot B \cdot h \Rightarrow A_{s\min} = 0.0018 \cdot 230 \cdot 35 \Rightarrow A_{s\min} = 14.49 [cm^2]$$
- Eje y:**

$$m = \frac{230 - 20}{2} \Rightarrow m = 105 [cm.]$$

$$q_y = \frac{64539}{230} \Rightarrow q_y = 280.60 [kg/cm]$$

$$M_x \Rightarrow M = 280.60 \frac{105^2}{2} \Rightarrow M_{1x} = 1546831.46 [kg.cm]$$

$$\Rightarrow A_{sy} = 13.97 [cm^2] \Rightarrow 7\phi 16$$

$$A_{sy\min} = 0.0018 \cdot (d + 30) \cdot h \Rightarrow A_{sy\min} = 0.0018 \cdot 60 \cdot 35 \Rightarrow A_{sy\min} = 3.78 [cm^2]$$

$$\Rightarrow A_{s1x} = 3.78 [cm^2] \Rightarrow 4\phi 12c / 20$$

Zapata VII (A-1; B-1) Zapata Combinada

Datos:

$$f'_c = 210 [kg/cm^2] \quad P_1 = 41.204 [tn] \quad P_2 = 57.845 [tn]$$

$$f_y = 4200 [kg/cm^2] \quad P_{u1} = 51.423 [tn] \quad P_{u2} = 73.150 [tn]$$

$$q_a = 1.3 [kg/cm^2] \quad \text{Columna : } 30 \times 20 \rightarrow 4\phi 12 \quad \text{Columna : } 30 \times 25 \rightarrow 4\phi 12$$

$$r = 5 [cm]$$

$$l = 1.05 [m]$$

L [cm]	B [cm]	q _u [kg/cm ²]	v _{u2} (Esf.) [kg/cm ²]	v _{u3} (Esf.) [kg/cm ²]	v _{u4} (Esf.) [kg/cm ²]	v _c [kg/cm ²]	d [cm]	v _{u1} (Pz.) [kg/cm ²]	v _{u2} (Pz.) [kg/cm ²]	v _c [kg/cm ²]	v _u ≤ v _c
400	195	1.6	6.72	7.55	2.24	7.68	38	7.16	10.186	15.36	✓ ok

h [cm]	f _{a1} [kg/cm ²]	f _{a2} [kg/cm ²]	f _{au} [kg/cm ²]	f _a ≤ f _{au}	A _{s1x} [cm ²]	A _{s2x} [cm ²]	A _{s3x} [cm ²]	A _{s1y} [cm ²]
43	85.705	97.53	116	✓ ok	15.09	15.09	25.14	9.81



VII. PLANILLA DE ACEROS

Posición		Cantidad				Longitudes		Peso		Longitudes					
	Diam.	Unitaria	N Elem.	Total	espac.	Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f
Zapata EJE A - 1; B-1															
1	16	7	1	7	-	1,85	12,95	1,58	20,46	1,85					
2	16	9	1	9	-	1,85	16,65	1,58	26,31	1,85					
3	12	8	1	8	-	0,90	7,20	0,89	6,41	0,75	0,15				
4	16	12	1	12	-	1,85	22,20	1,58	35,08	1,85					
5	16	11	1	11	-	3,90	42,90	1,58	67,78	3,90					
6	16	6	1	6	-	4,10	24,60	1,58	38,87	0,20	3,9				
Zapata EJE D - 1; E-1															
1	12	8	1	8	-	2,10	16,80	0,89	14,95	2,1					
2	12	8	1	8	-	2,10	16,80	0,89	14,95	2,10					
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15				
4	16	7	1	7	-	2,60	18,20	1,58	28,76	2,60					
5	12	10	1	10	-	1,25	12,50	0,89	11,13	1,25					
6	20	3	1	3	-	2,32	6,96	2,47	17,19	2,32					
7	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40					
8	16	3	1	3	-	1,60	4,80	1,58	7,58	1,40	0,2				
9	16	3	1	3	-	4,95	14,85	1,58	23,46	4,95					
10	12	2	1	2	-	4,95	9,90	0,89	8,81	4,95					
11	8	18	1	18	-	1,80	32,40	0,4	12,96	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05
Zapata EJE A - 3; C-3															
1	12	6	1	6	-	0,90	5,40	0,89	4,81	0,9					
2	12	5	1	5	-	1,90	9,50	0,89	8,46	1,90					
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15				
4	12	5	1	5	-	1,30	6,50	0,89	5,79	1,30					
5	12	5	1	5	-	1,30	6,50	0,89	5,79	1,30					
6	16	3	1	3	-	1,70	5,10	1,58	8,06	1,70					
7	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40					
8	16	3	1	3	-	2,05	6,15	1,58	9,72	2,05					
9	16	3	1	3	-	1,95	5,85	1,58	9,24	1,95					
10	12	2	1	2	-	4,95	9,90	0,89	8,81	4,95					
11	8	14	1	14	-	1,80	25,20	0,4	10,08	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05
Zapata EJE A - 2															
1	16	10	1	10	-	1,30	13,00	1,58	20,54	1,3					
2	16	6	1	6	-	2,70	16,20	1,58	25,60	2,70					
3	12	4	1	4	-	0,76	3,04	0,89	2,71	0,61	0,15				
Zapata EJE B - 2; C-2															
1	16	8	1	8	-	3,27	26,16	1,58	41,33	3,27					
2	12	15	1	15	-	2,20	33,00	0,89	29,37	2,20					
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15				
4	12	6	1	6	-	2,20	13,20	0,89	11,75	2,20					
5	16	6	1	6	-	2,20	13,20	1,58	20,86	2,20					
6	16	10	1	10	-	3,27	32,70	1,58	51,67	3,27					
7	16	6	1	6	-	2,20	13,20	1,58	20,86	2,20					
8	12	4	1	4	-	2,20	8,80	0,89	7,83	2,20					
Zapata EJE D - 2; E-2															
1	12	9	1	9	-	2,35	21,15	0,89	18,82	2,35					
2	16	11	1	11	-	2,35	25,85	1,58	40,84	2,35					
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15				
4	16	10	1	10	-	3,10	31,00	1,58	48,98	3,10					
5	12	14	1	14	-	1,50	21,00	0,89	18,69	1,50					
6	20	4	1	4	-	2,45	9,80	2,47	24,21	2,45					
7	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40					
8	16	3	1	3	-	1,60	4,80	1,58	7,58	1,40	0,2				
9	25	4	1	4	-	5,08	20,32	3,85	78,23	5,08					
10	12	2	1	2	-	5,08	10,16	0,89	9,04	5,08					
11	8	14	1	14	-	1,80	25,20	0,4	10,08	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05
12	10	17	1	17	-	1,80	30,60	0,62	18,97	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05

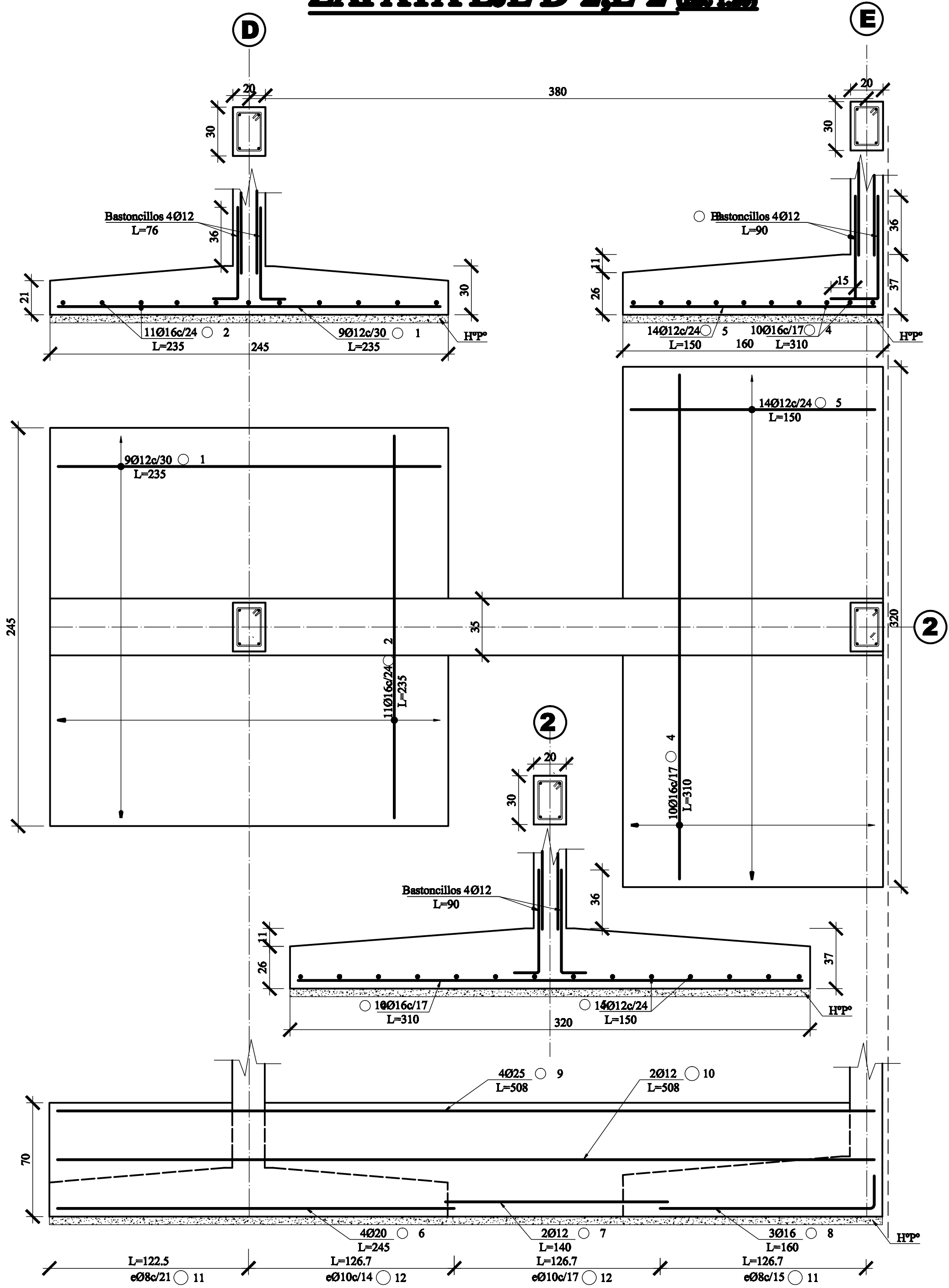


Posición	Diam.	Cantidad			espac.	Longitudes		Peso		Longitudes					
		Unitaria	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f
Zapata EJE D - 3; E-3															
1	12	5	1	5	-	1,50	7,50	0,89	6,68	1,5					
2	12	6	1	6	-	1,50	9,00	0,89	8,01	1,50					
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15				
4	12	8	1	8	-	2,30	18,40	0,89	16,38	2,30					
5	12	8	1	8	-	1,10	8,80	0,89	7,83	1,10					
6	20	2	1	2	-	2,02	4,04	2,47	9,98	2,02					
7	12	2	1	2	-	1,27	2,54	0,89	2,26	1,27					
8	20	2	1	2	-	1,64	3,28	2,47	8,10	1,44	0,2				
9	20	2	1	2	-	4,65	9,30	2,47	22,97	4,65					
10	12	2	1	2	-	4,65	9,30	0,89	8,28	4,65					
11	8	13	1	13	-	1,80	23,40	0,4	9,36	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05

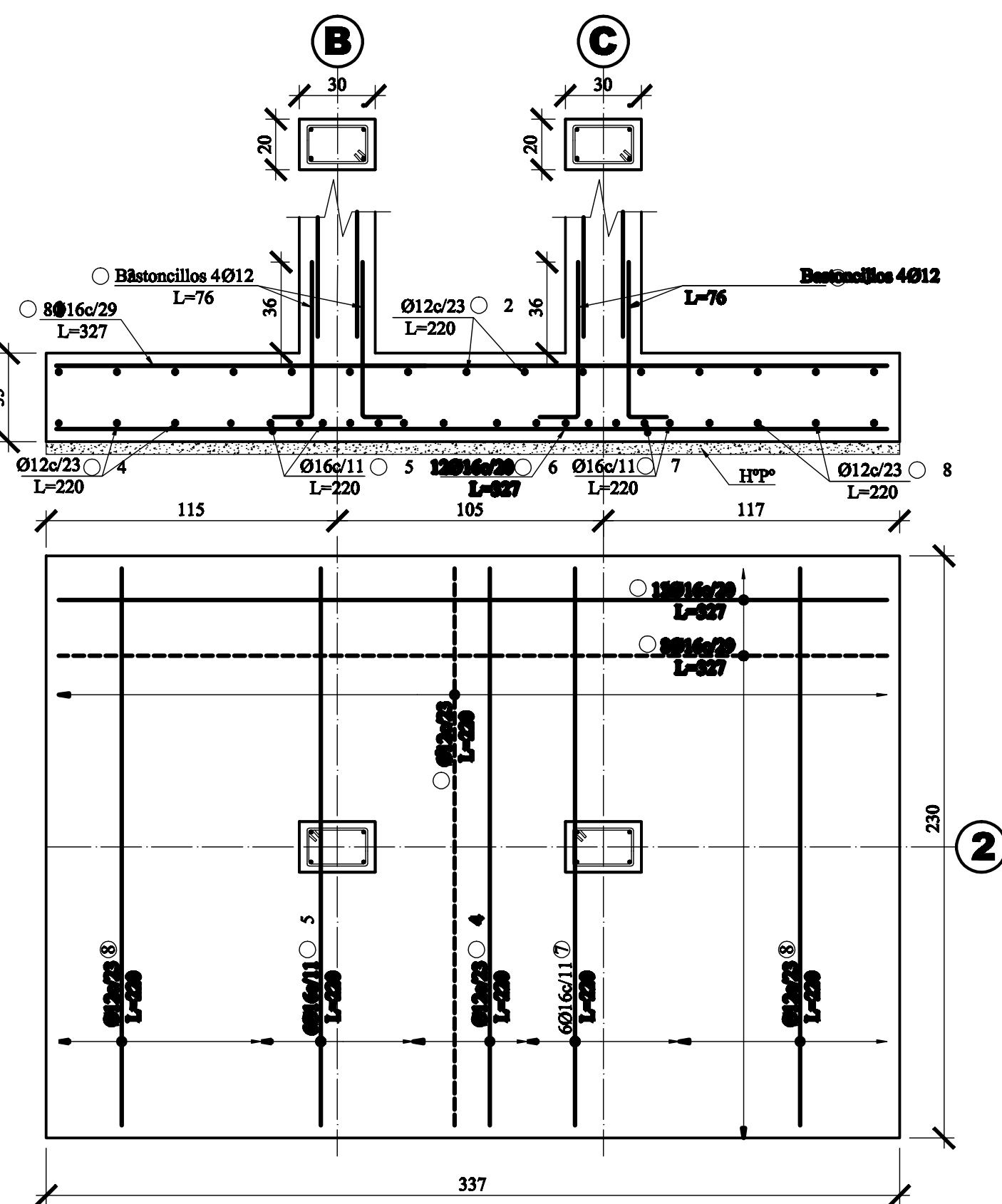
RESUMEN

Diámetros (mm)	10	12	16	20	25	
Peso unitario (kg/m)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85	
Longitud (m)	30,6	305,69	350,36	33,38	20,32	
N° de barras	3	25	29	3	2	Total Peso (Kg)
Peso (kg)	18,972	272,0641	553,5688	82,449	78,232	1005,2855

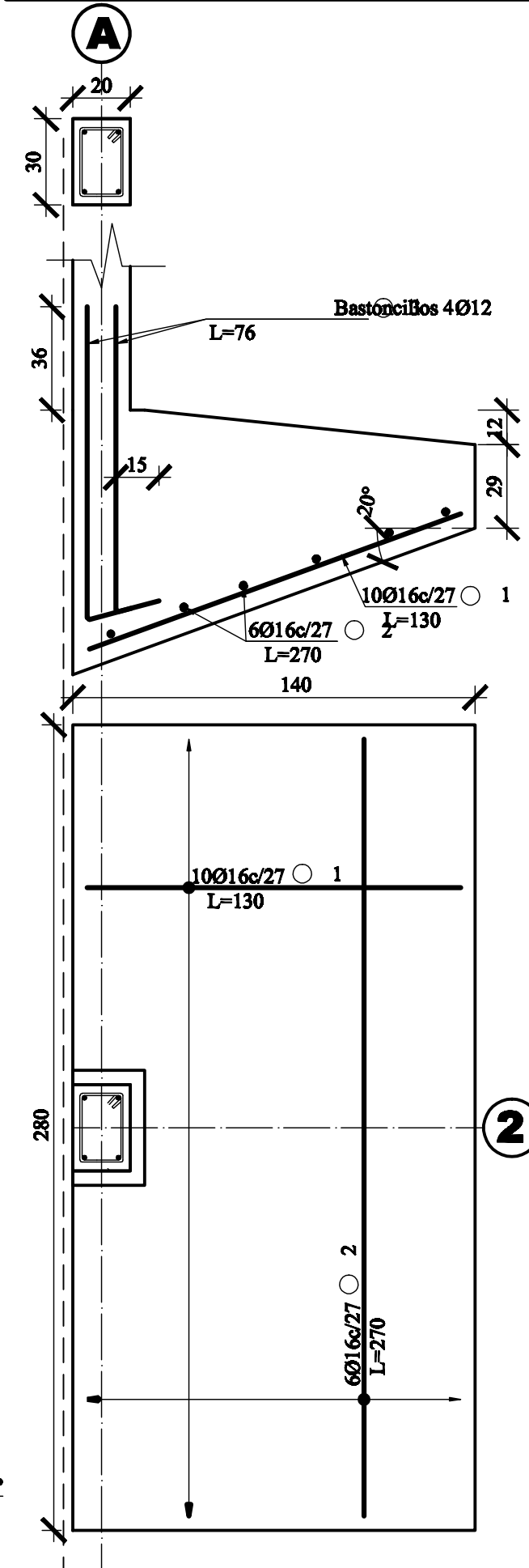
ZAPATA EJE D-2;E-2 (10-1-20)



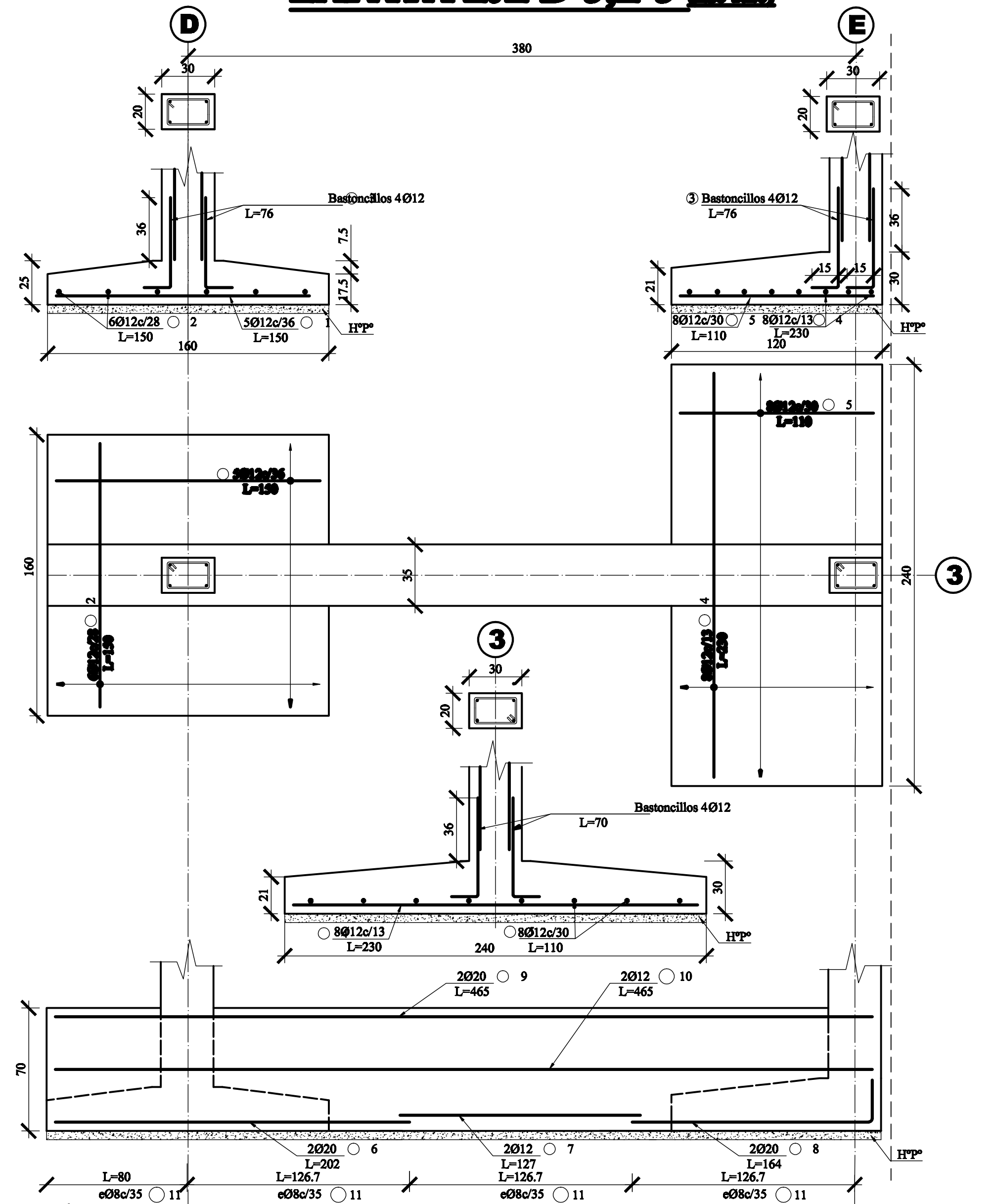
ZAPATA EJE B-2;C-2 (Use 1-20)



ZAPATA EJE A-2 (Gr 120)



ZAPATA EJE D-3;E-3 (Page 120)

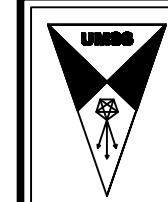


PLANILLA DE ACEROS

Posicion	Cantidad					Longitudes			Peso		Longitudes					
	Diam.	Unitaria	N Elem.	Total	espac.	Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f	
Zapata FJE A - 2																
1	16	10	1	10	-	1,90	13,00	1,58	20,54	1,3						
2	16	6	1	6	-	2,70	16,20	1,58	25,60	2,70						
3	12	4	1	4	-	0,76	3,04	0,89	2,71	0,61	0,15					
Zapata FJE B - 2; C-2																
1	16	8	1	8	-	3,27	26,16	1,58	41,33	3,27						
2	12	15	1	15	-	2,20	33,00	0,89	29,37	2,20						
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15					
4	12	6	1	6	-	2,20	13,20	0,89	11,75	2,20						
5	16	6	1	6	-	2,20	13,20	1,58	20,86	2,20						
6	16	10	1	10	-	3,27	32,70	1,58	51,67	3,27						
7	16	6	1	6	-	2,20	13,20	1,58	20,86	2,20						
8	12	4	1	4	-	2,20	8,80	0,89	7,83	2,20						
Zapata FJE D - 2; E-2																
1	12	9	1	9	-	2,35	21,15	0,89	18,82	2,35						
2	16	11	1	11	-	2,35	25,85	1,58	40,84	2,35						
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15					
4	16	10	1	10	-	3,10	31,00	1,58	48,98	3,10						
5	12	14	1	14	-	1,50	21,00	0,89	18,69	1,50						
6	20	4	1	4	-	2,45	9,80	2,47	24,21	2,45						
7	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40						
8	16	3	1	3	-	1,60	4,80	1,58	7,38	1,40	0,2					
9	25	4	1	4	-	5,08	20,32	3,85	78,23	5,08						
10	12	2	1	2	-	5,08	10,16	0,89	9,04	5,08						
11	8	14	1	14	-	1,80	25,20	0,4	10,08	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05	
12	10	17	1	17	-	1,80	30,60	0,62	18,97	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05	
Zapata FJE D - 3; E-3																
1	12	5	1	5	-	1,50	7,50	0,89	6,68	1,5						
2	12	6	1	6	-	1,50	9,00	0,89	8,01	1,50						
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15					
4	12	8	1	8	-	2,20	18,40	0,89	16,38	2,20						
5	12	8	1	8	-	1,10	8,80	0,89	7,83	1,10						
6	20	2	1	2	-	2,02	4,04	2,47	9,98	2,02						
7	12	2	1	2	-	1,27	2,54	0,89	2,26	1,27						
8	20	2	1	2	-	1,64	3,28	2,47	8,10	1,44	0,2					
9	20	2	1	2	-	4,65	9,30	2,47	22,97	4,65						
10	12	2	1	2	-	4,65	9,30	0,89	8,28	4,65						
11	8	13	1	13	-	1,80	23,40	0,4	9,36	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05	

RESUMEN

Diametros (mm)	10	12	16	20	25	
Peso unitario (kg/m)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85	
Longitud (m)	30,6	305,69	330,36	333,38	20,32	
Nº de barras	3	25	29	3	2	Total Peso (Kg)
Peso (kg)	18,972	272,0641	553,5688	82,449	78,232	1005,2835



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMON
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUNDACIONES I

ANEXO E
DIÁRIO
DE
ATAS COMISSÃO

CALCULADO POR:
CAMACHO TORRICO LISBETH C.
SEMPERTEGUI TAPIA GABRIELA

ESCALA:

LAMINA:

2/2

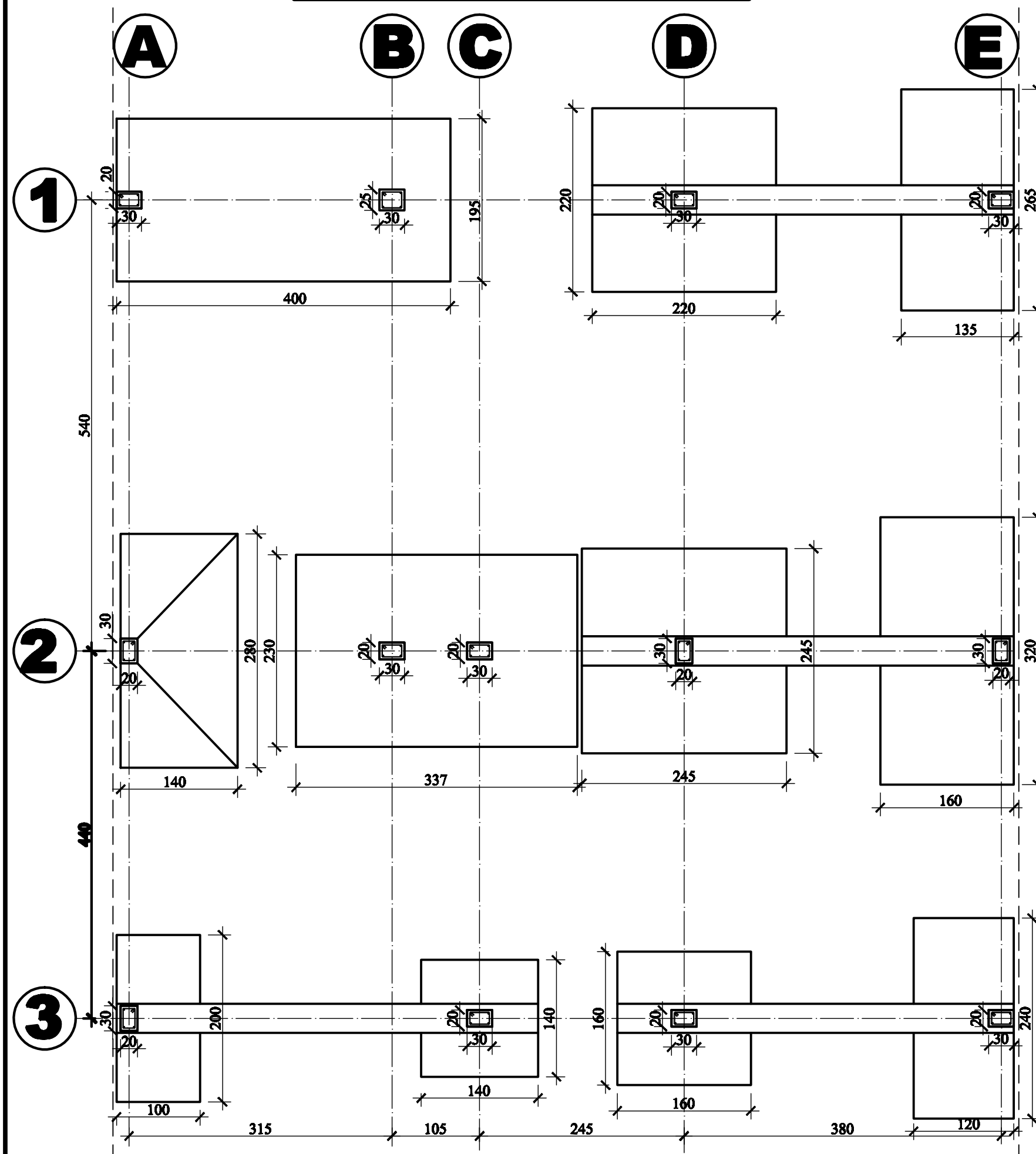
TUTOR

ING. MSc. MARTIN DUCHEN AYALA

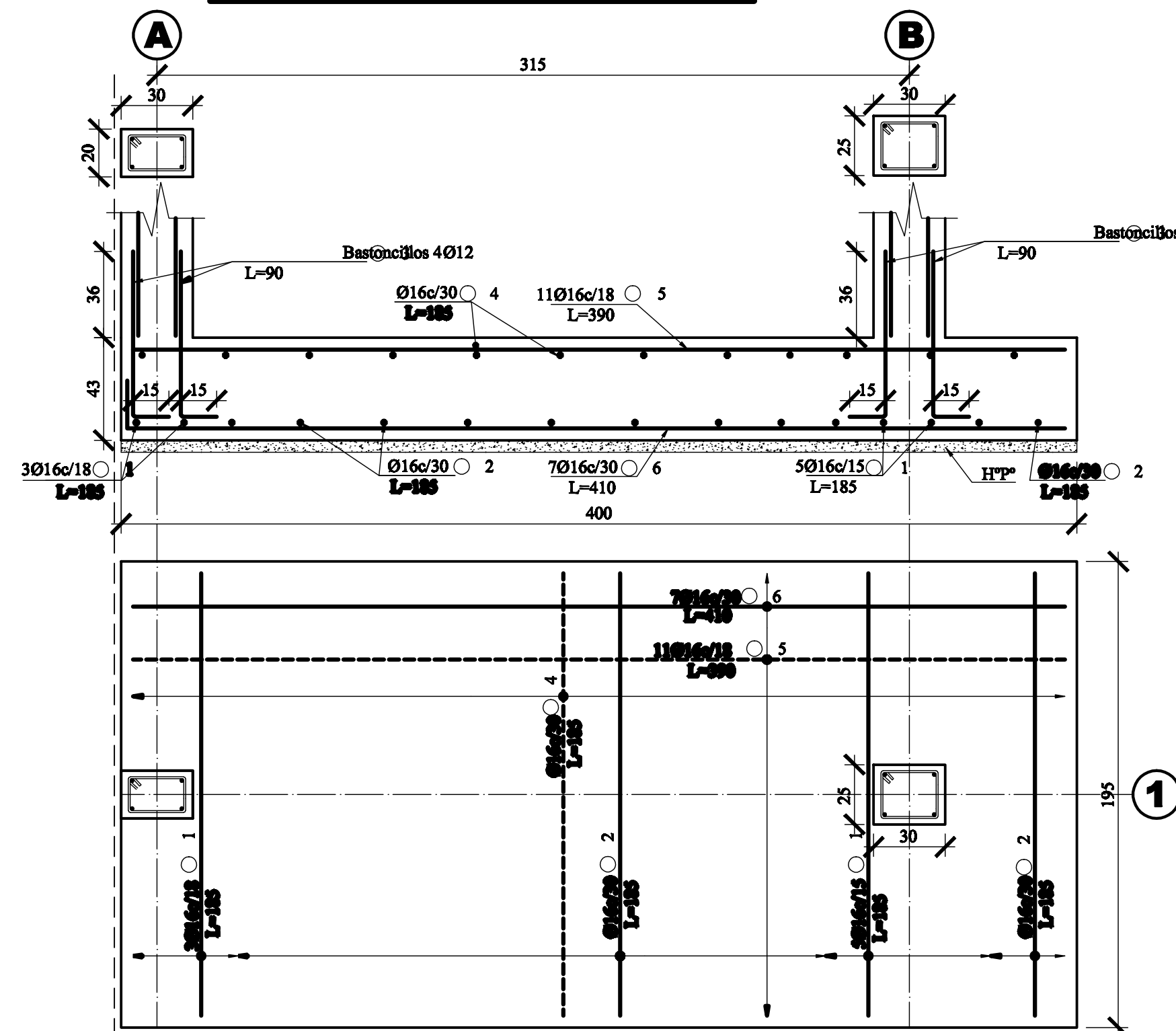
FECHA:

ABRIL-2009

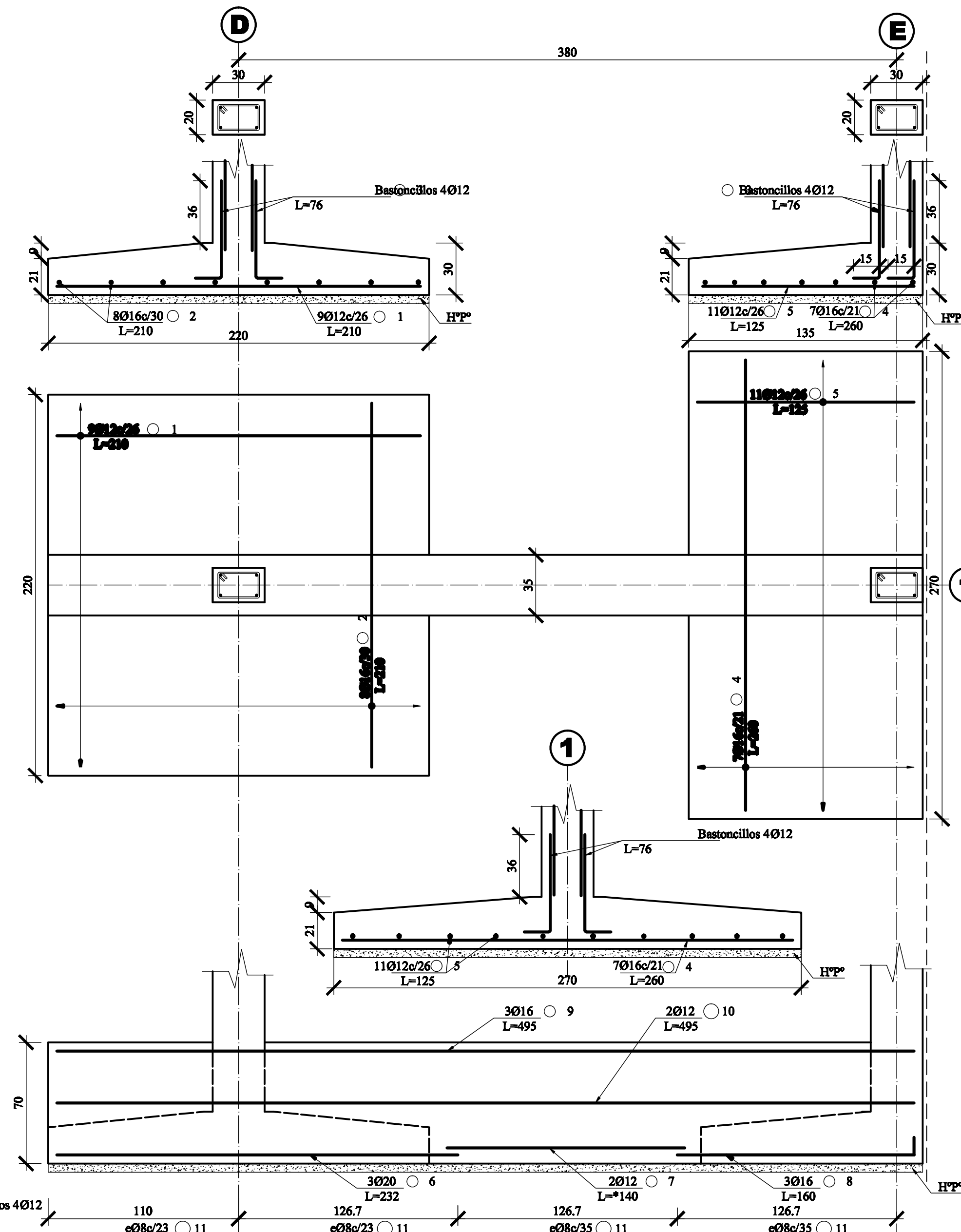
VISTA EN PLANTA Esc: 1:50



ZAPATA EJE A-1;B-1 Esc: 1:20



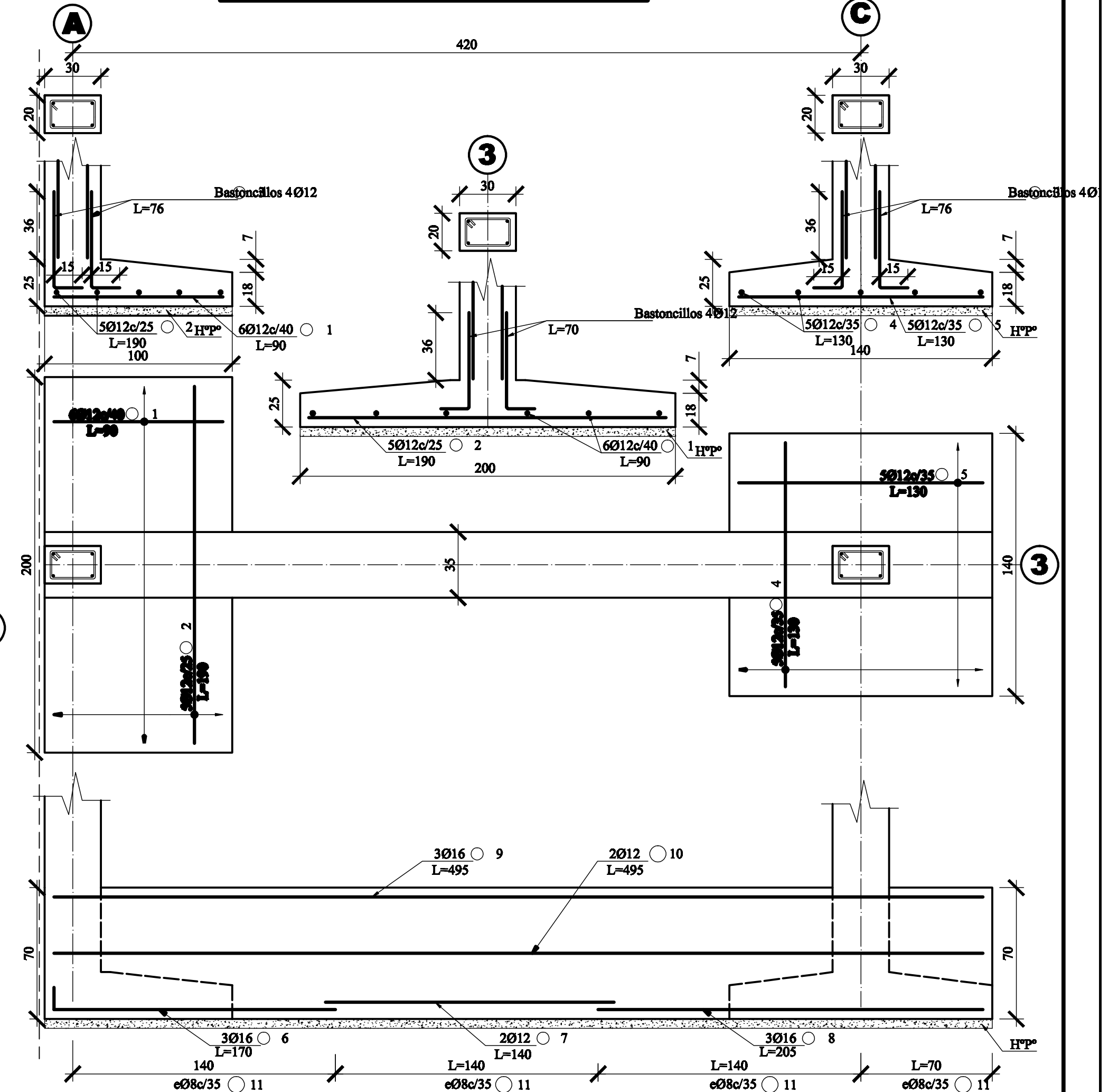
ZAPATA EJE D-1;E-1 Esc: 1:20



PLANILLA DE ACEROS

Posición	Diam.	Cantidad			espac.	Longitudes		Peso		Longitudes						
		Unitaria	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f	
Zapata EJE A - 1; B-1																
1	16	7	1	7	-	1,85	12,95	1,58	20,46	1,85						
2	16	9	1	9	-	1,85	16,65	1,58	26,31	1,85						
3	12	8	1	8	-	0,90	7,20	0,89	6,41	0,75	0,15					
4	16	12	1	12	-	1,85	22,20	1,58	35,08	1,85						
5	16	11	1	11	-	3,90	42,90	1,58	67,78	3,90						
6	16	6	1	6	-	4,10	24,60	1,58	38,87	0,20	3,9					
Zapata EJE D - 1; E-1																
1	12	8	1	8	-	2,10	16,80	0,89	14,95	2,1						
2	12	8	1	8	-	2,10	16,80	0,89	14,95	2,10						
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15					
4	16	7	1	7	-	2,60	18,20	1,58	28,76	2,60						
5	12	10	1	10	-	1,25	12,50	0,89	11,13	1,25						
6	20	3	1	3	-	2,32	6,96	2,47	17,19	2,32						
7	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40						
8	16	3	1	3	-	1,60	4,80	1,58	7,58	1,40	0,2					
9	16	3	1	3	-	4,95	14,85	1,58	23,46	4,95						
10	12	2	1	2	-	4,95	9,90	0,89	8,81	4,95						
11	8	18	1	18	-	1,80	32,40	0,4	12,96	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05	
Zapata EJE A - 3; C-3																
1	12	6	1	6	-	0,90	5,40	0,89	4,81	0,9						
2	12	5	1	5	-	1,90	9,50	0,89	8,46	1,90						
3	12	8	1	8	-	0,76	6,08	0,89	5,41	0,61	0,15					
4	12	5	1	5	-	1,30	6,50	0,89	5,79	1,30						
5	12	5	1	5	-	1,30	6,50	0,89	5,79	1,30						
6	16	3	1	3	-	1,70	5,10	1,58	8,06	1,70						
7	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40						
8	16	3	1	3	-	2,05	6,15	1,58	9,72	2,05						
9	16	3	1	3	-	1,95	5,85	1,58	9,24	1,95						
10	12	2	1	2	-	4,95	9,90	0,89	8,81	4,95						
11	8	14	1	14	-	1,80	25,20	0,4	10,08	0,05	0,25	0,6	0,25	0,60	0,05	

ZAPATA EJE A-3;C-3 Esc: 1:20



NOTAS GENERALES	
Norma de diseño:	Columnas: ACI318-05
	Fundaciones: ACI318-05
Resistencia admisible del suelo:	qa=1,3[kg/cm ²]
Resistencia de los materiales:	
Hormigón:	fc=210[kg/cm ²]
Acero:	fy=4200[kg/cm ²]
Tamaño máximo de agregado:	40[mm]
Carpeta de hormigón pobre: H ^o P ^o	5-10[cm]
Recubrimientos:	
Fundaciones:	5[cm]
Columnas:	2,5[cm]
Unidades de acotación:	cm

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMON
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUNDACIONES I

ANEXO E
DISEÑO
DE
ZAPATAS COMBINADAS

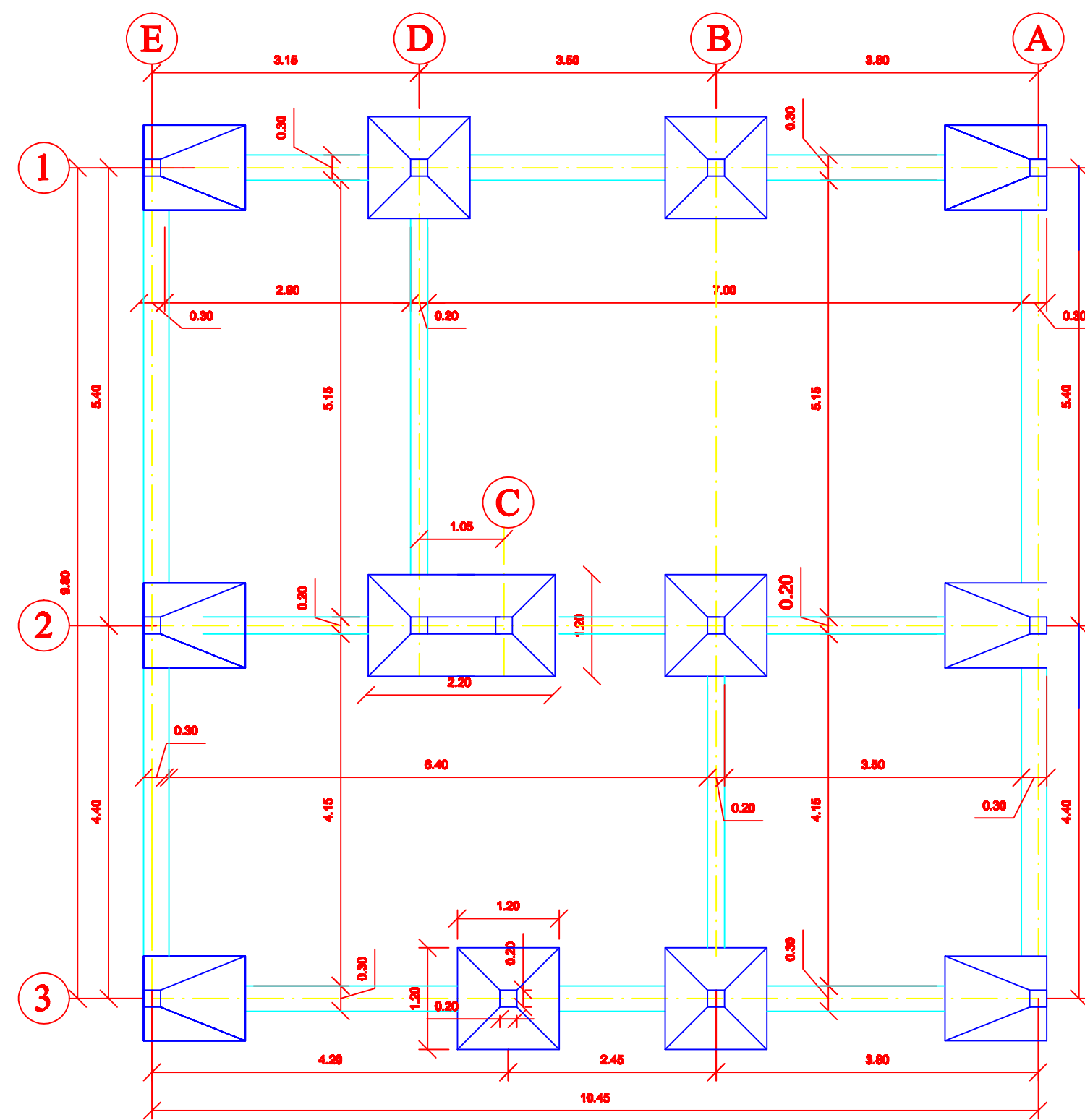
CALCULADO POR:
CAMACHO TORRICO LISBETH C.
SEMPERTEGUI TAPIA GABRIELA

ESCALA:
INDICADA

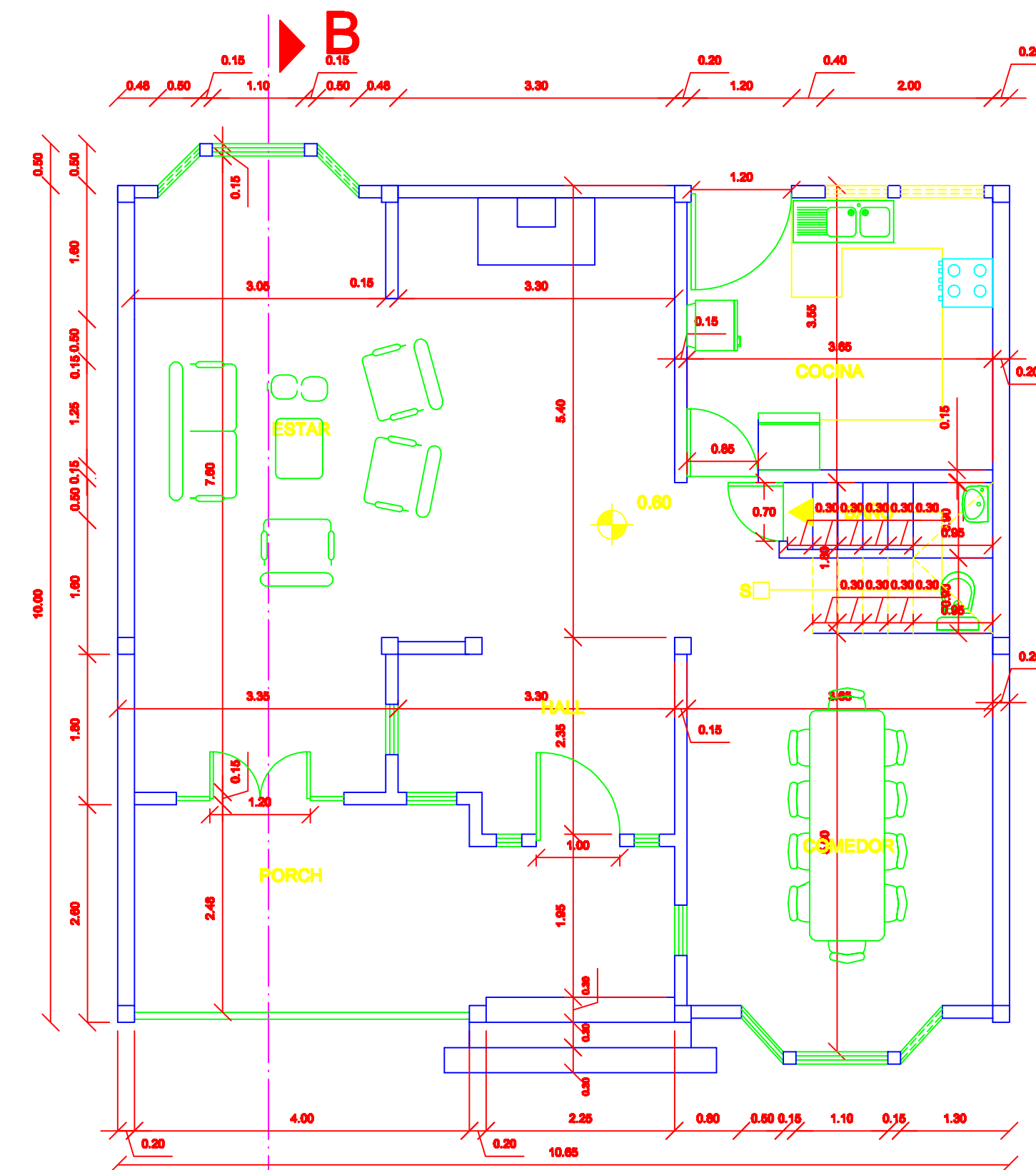
LAMINA:
1/2

TUTOR:
ING. MSC. MARTIN DUCHEN AYALA

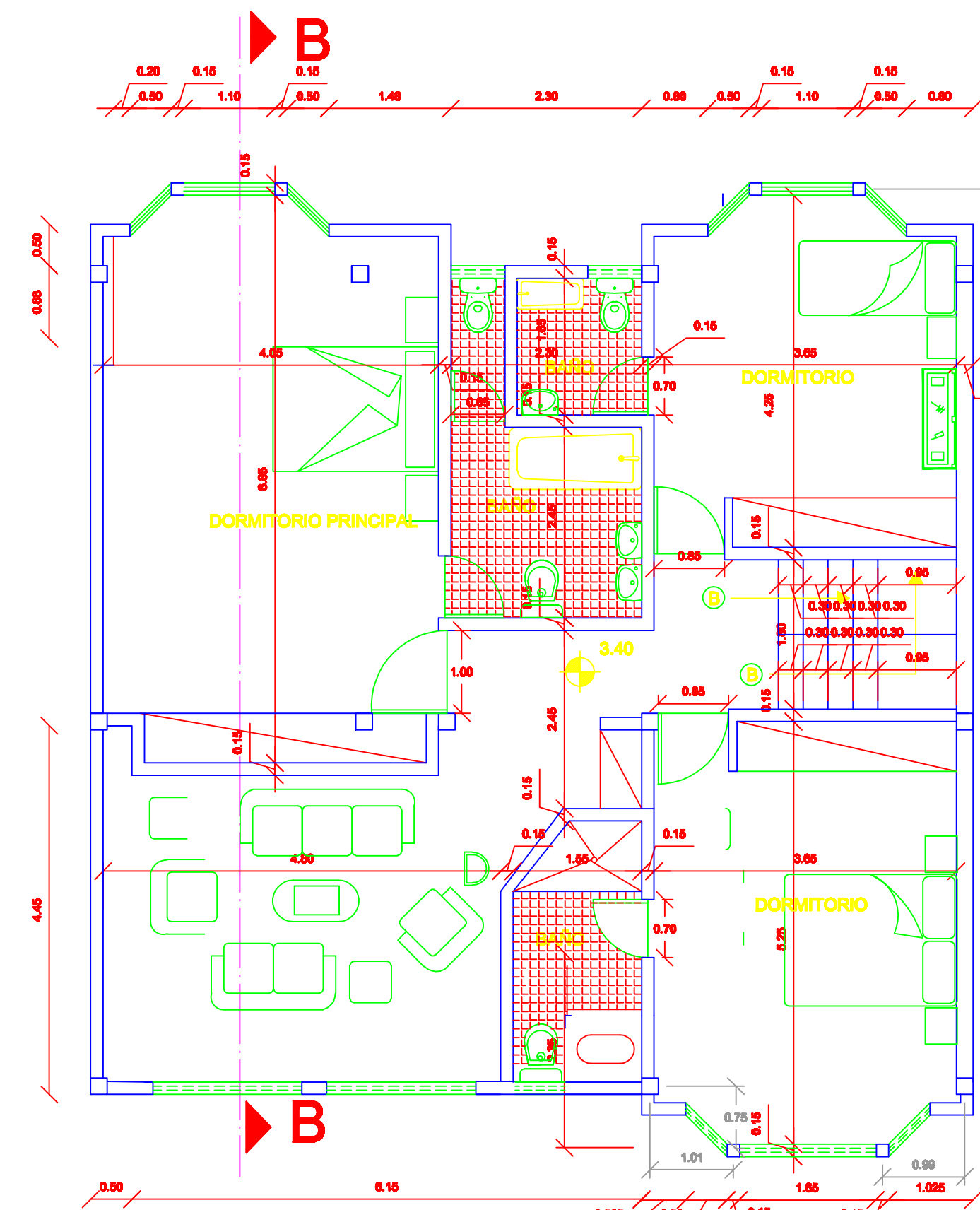
FECHA:
ABRIL-2009



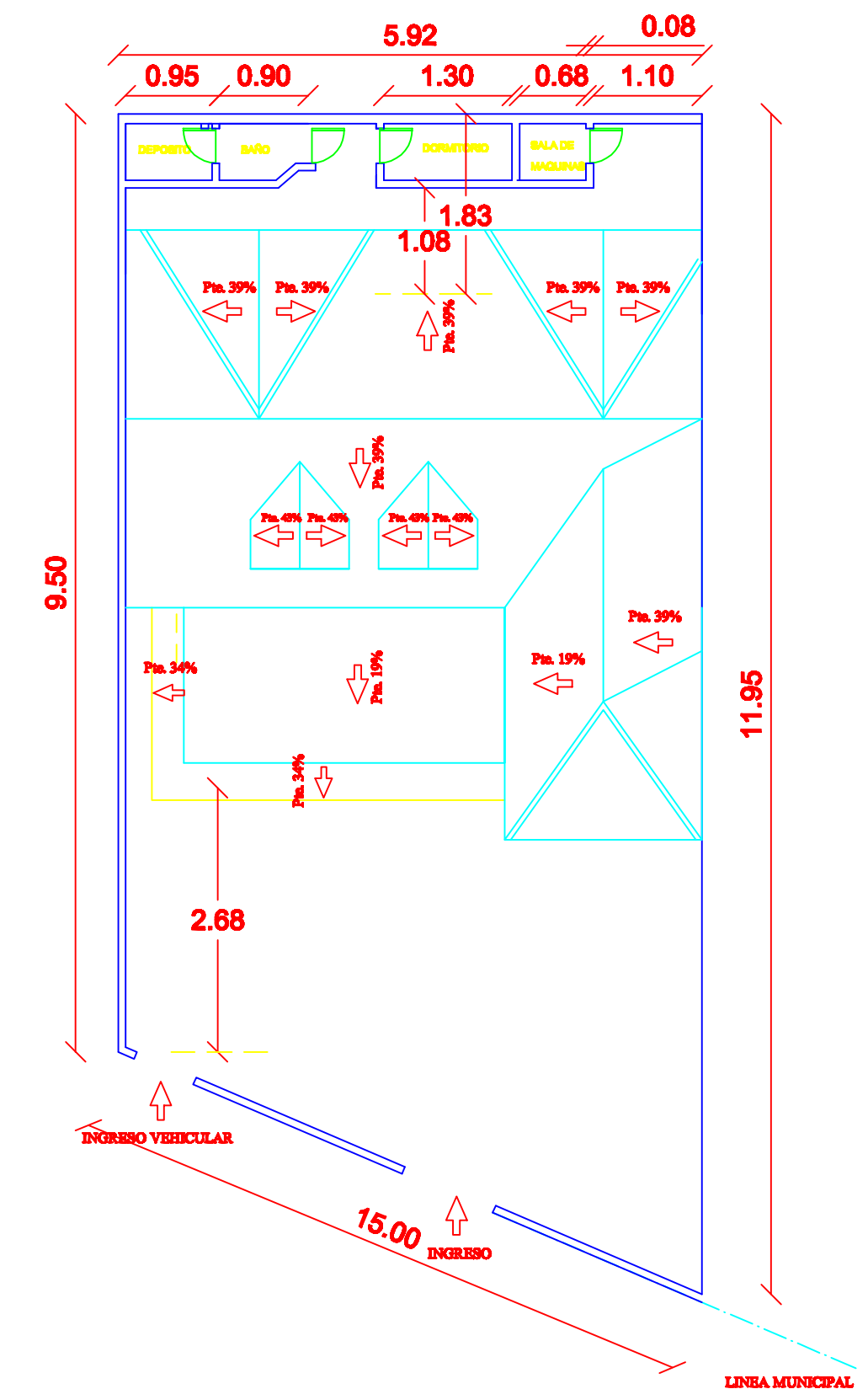
PLANO DE EJES Y CIMIENTOS
ESC. 1 : 50



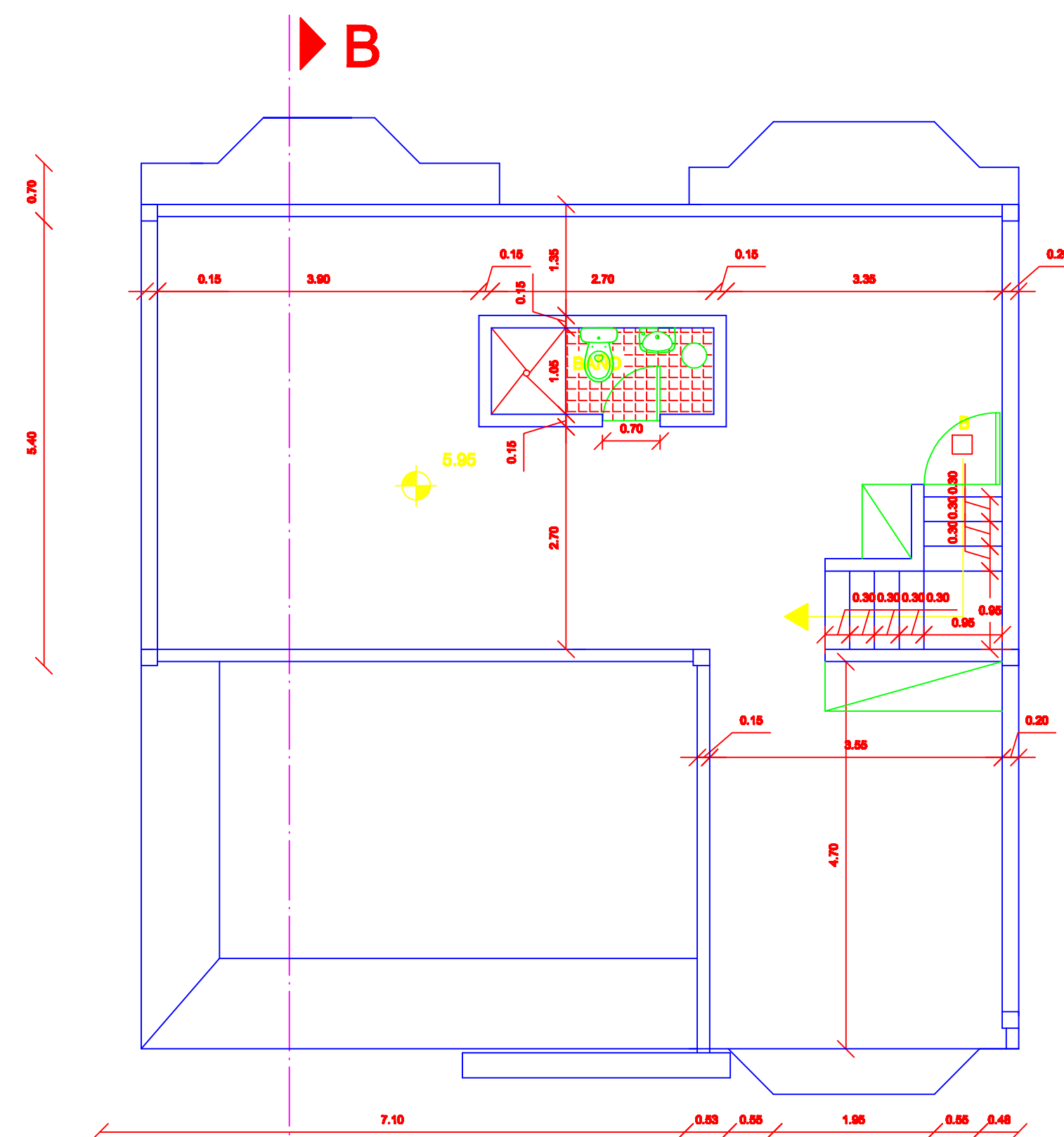
PLANTA BAJA
ESC. 1 : 50



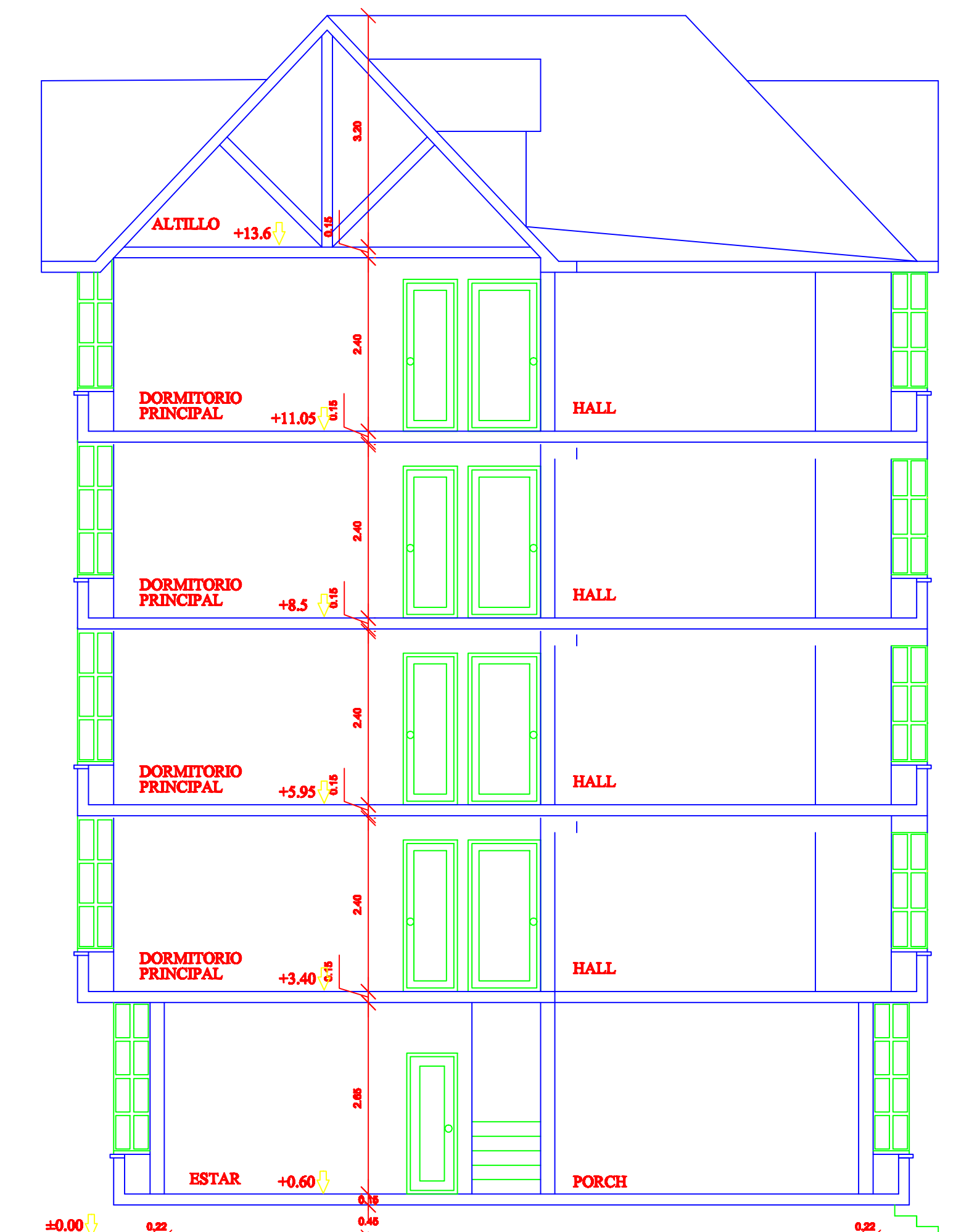
PLANTATIPO 1º- 2º- 3º -4º PISO
ESC. 1 : 50



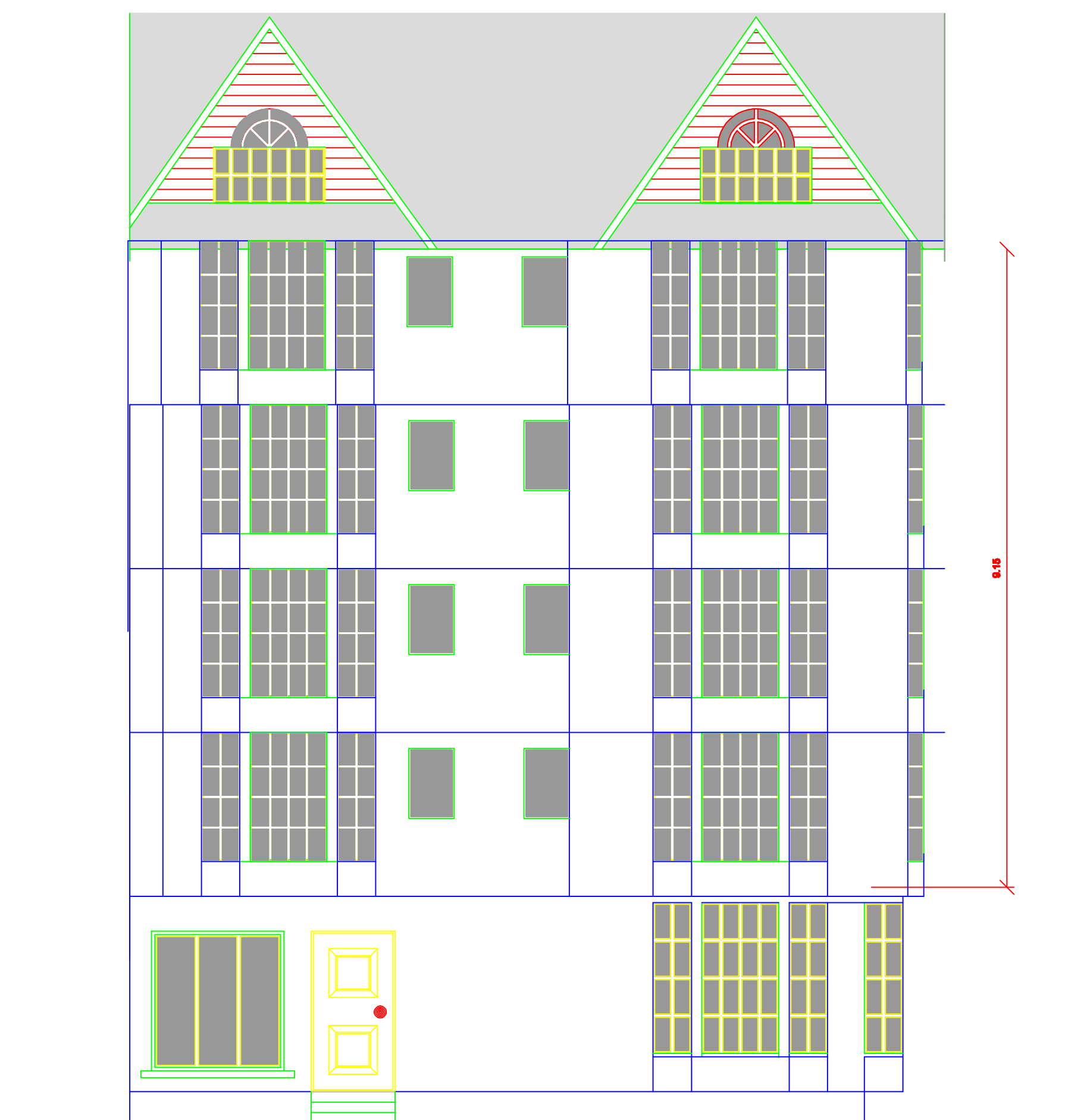
PLANO DE SITIO Y TECHOS
ESC. 1 : 100



PLANTA ALTILLO
ESC. 1 : 50



CORTE B - B
ESC. 1 : 50



ELEVACION DE FONDO
ESC. 1 : 50



ANEXO F

PROYECTO VIGAS DE FUNDACIÓN EN UNA DIRECCIÓN

En el presente proyecto se pretende realizar el diseño de vigas de fundación de un edificio destinado para vivienda y oficinas.

Se debe realizar la simulación de la estructura con la ayuda de un programa estructural, (SAP-2000), del análisis realizado se obtiene los esfuerzos axiales, los esfuerzos de corte y los momentos a los que está sometida la estructura, con el cual se diseñan las columnas, vigas y fundaciones de la misma.

I. DATOS DEL PROYECTO

➤ **Ubicación del proyecto**

El proyecto se encuentra en la ciudad de Cochabamba, sobre la calle Jordán entre J. Azurduy de padilla, sub. Distrito 11. El edificio consta de siete plantas. Como se detalla en el plano arquitectónico.

➤ **Características generales del estudio de suelos**

Al no tener un informe detallado sobre el estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra, se adoptará un valor, para la carga admisible del suelo (q_a):

El valor adoptado será:

$$q_a = 1.0 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

➤ **Limite de fluencia del acero**

$$\text{Fluencia del acero: } f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

➤ **Resistencia característica del H^o**

$$\text{Resistencia característica del hormigón: } f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

➤ **Normas de diseño empleadas**

Para ejecutar el cálculo estructural del proyecto como el diseño de columnas y zapatas se utilizará la norma ACI 318 – 05.



➤ **Recubrimientos**

Los recubrimientos que se deben tomar para los diferentes elementos estructurales, depende de la agresividad del medio al que están expuestos y a las características del hormigón. Para la elaboración del proyecto se adoptaran los siguientes valores de recubrimiento:

- Columnas: 2.5 [cm.]
- Fundaciones: 5 [cm.]

➤ **Justificación del uso del tipo de fundación**

El tipo de fundación elegido para este proyecto son vigas de fundación debido a que las cargas son grandes, por la altura del edificio y por el objetivo del proyecto.

➤ **Coeficiente de balasto**

El valor adoptado para el coeficiente de balasto del suelo esta en relación con la carga admisible del suelo (q_a) ver **tabla [2.17]** capitulo II:

$$k = 2.2 [kg / cm^3] = 2200000 [kg / m^3]$$

II. PREDISEÑO DE ELEMENTOS

➤ **Vigas:**

$$h = Luz \text{ de la viga} / 12$$

Para el prediseño se calcula las dimensiones de la viga mas larga es decir la más crítica, para poder uniformizar con el resto de la estructura.

$$\Rightarrow h = 470 / 12$$

$$h = 40 \text{ [cm]}$$

$$b = 20 \text{ [cm]}$$

➤ **Losas:**

Para el prediseño de la losa se toma la más crítica (grande). En este caso la de $4.7 \times 4.2 \text{ [m]}$

$$h_{\min} = \frac{l_n \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot \beta}$$

Donde β será la relación de la luz larga y la luz corta de la losa más grande:

$$\Rightarrow \beta = \frac{4.70}{4.20} = 1.12 \Rightarrow \text{losa en dos direcciones}$$

$$h_{\min} = \frac{4.70 \cdot \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot 1.12} = 12 \text{ [cm]}$$

➤ **Escaleras:**

$$Huella = 30 \text{ [cm]}$$

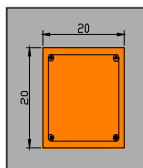
$$\text{Contra huella} = 17 \text{ [cm]}$$

$$\text{Espesor} = (ln/28) = 12 \text{ [cm]}$$

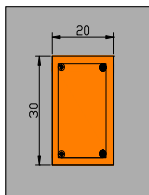


➤ **Columnas:**

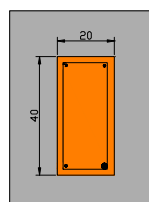
La sección de columnas para cada planta se asume según el criterio de descenso de cargas, esto para introducir la sección de columnas al paquete estructural SAP-2000 para luego proceder a su diseño.



20x20 [cm] para la 7^{ma} planta



20x30 [cm] para la 3^{ra} – 6^{ta} planta



20x40 [cm] para la 1^{ra} – 2^{da} planta

III. DETERMINACIÓN DE CARGAS.

➤ **Carga muerta Losa:**

El programa estructural considera la carga muerta de toda la estructura, cómo el peso de las losa, viga y también de las columnas por tal motivo solo especificamos cuanto se asumió de carga viva según el manual de carga ASCE 7-05 Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures y el código ACI.

➤ **Carga muerta losa:**

$$\text{Peso yeso} = 36 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 34 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Piso} = 75 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Lu min aria} = 15 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Muro de partición} = 100 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 260 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ **Carga muerta Escalera:**

$$\text{Peso yeso} = 36 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 60 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Piso} = 66 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Lu min aria} = 15 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del peldaño} = 210 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 387 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$



➤ **Carga viva losas:**

Según código ASCE 7-05, las cargas vivas para oficinas son:

$$Carga\ viva\ para\ losas = 250[kg/m^2]$$

$$Carga\ viva\ para\ escaleras = 500[kg/m^2]$$

➤ **Combinaciones de carga:**

Según código ACI se toman las combinaciones críticas para diseño de columnas y fundaciones:

$$Comb1 = SERVICIO = CM + CV$$

$$Comb2 = 1.4CM$$

$$Comb3 = 1.2CM + 1.6CV$$

IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Para el análisis estructural del proyecto se utilizó el programa SAP-2000, por ser el mas confiable y completo que se encuentra a disposición.

El proceso de cargado de la estructura parte de un pre-diseño, donde se estima todas las cargas vivas y muertas, que se estarán presentes durante la vida útil de la estructura.

El análisis estructural es realizado por la idealización del modelo matemático cargado por losas o SHELL elementos bidimensionales, el cargado respectivo de la estructura se detallará en los datos de entrada del programa.

➤ **DATOS DE ENTRADA.**

TABLE: Program Control				
ProgramName	Version	ProgLevel	ConcCode	AlumCode
Text	Text	Text	Text	Text
SAP2000	11.0.0	Advanced	ACI 318-05/IBC2003	AA-ASD 2000

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
C1=1.4D	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1,4
C2=1.2D+1.6L	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1,2
C2=1.2D+1.6L			Linear Static	VIVA	1,6
SERVICIO	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SERVICIO			Linear Static	VIVA	1

TABLE: Load Case Definitions		
LoadCase	DesignType	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
MUERTA	DEAD	1
VIVA	LIVE	0



➤ DATOS DE SALIDA.

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
1	0	CI=1.4D	Combination	-71008,95	-403,34	-387,37	-600,41	-618,1
1	2,58	CI=1.4D	Combination	-69620,34	-403,34	-387,37	398,99	422,51
1	5,16	CI=1.4D	Combination	-68231,73	-403,34	-387,37	1398,4	1463,12
1	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-75529,33	-484,17	-423,28	-658,57	-714,03
1	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-74339,09	-484,17	-423,28	433,49	535,14
1	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-73148,85	-484,17	-423,28	1525,55	1784,3
1	0	C3=SERVICIO	Combination	-59886	-374,63	-333,72	-518,82	-556,65
1	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-58894,13	-374,63	-333,72	342,18	409,91
1	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-57902,27	-374,63	-333,72	1203,18	1376,46
2	0	CI=1.4D	Combination	-93496,42	282,6	-511,89	-790,92	552,72
2	2,58	CI=1.4D	Combination	-92107,81	282,6	-511,89	529,76	-176,39
2	5,16	CI=1.4D	Combination	-90719,2	282,6	-511,89	1850,45	-905,51
2	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-103239,23	368,17	-584,31	-906,34	740,84
2	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-102048,99	368,17	-584,31	601,17	-209,04
2	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-100858,75	368,17	-584,31	2108,68	1158,92
2	0	C3=SERVICIO	Combination	-81220,3	280,57	-456,6	-707,7	561,73
2	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-80228,44	280,57	-456,6	470,33	-162,15
2	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-79236,58	280,57	-456,6	1648,36	-886,02
3	0	CI=1.4D	Combination	-97457,28	-192,58	-512,36	-780,24	-257,57
3	2,58	CI=1.4D	Combination	-96068,68	-192,58	-512,36	541,65	239,28
3	5,16	CI=1.4D	Combination	-94680,07	-192,58	-512,36	1863,55	736,13
3	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-107758,71	-215,7	-582,97	-889,91	-254,74
3	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-106568,48	-215,7	-582,97	614,15	301,77
3	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-105378,24	-215,7	-582,97	2118,22	858,28
3	0	C3=SERVICIO	Combination	-84752,28	-169,2	-455,85	-695,52	-205,21
3	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-83760,42	-169,2	-455,85	480,57	231,33
3	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-82768,55	-169,2	-455,85	1656,66	667,87
4	0	CI=1.4D	Combination	-115893,26	66,68	-565,77	-849,06	185,79
4	2,58	CI=1.4D	Combination	-114504,65	66,68	-565,77	610,63	13,76
4	5,16	CI=1.4D	Combination	-113116,04	66,68	-565,77	2070,32	-158,28
4	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-130063,7	97,64	-658,81	-991,42	281,25
4	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-128873,46	97,64	-658,81	708,32	29,35
4	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-127683,23	97,64	-658,81	2408,06	-222,55



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
5	0	CI=1.4D	Combination	-72290,83	491,2	-367,3	-486,58	911,15
5	2,58	CI=1.4D	Combination	-70902,22	491,2	-367,3	461,06	-356,13
5	5,16	CI=1.4D	Combination	-69513,61	491,2	-367,3	1408,71	-1623,41
5	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-77416,92	612,18	-395,1	-511,25	1160,54
5	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-76226,68	612,18	-395,1	508	-418,89
5	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-75036,44	612,18	-395,1	1527,25	-1998,32
5	0	C3=SERVICIO	Combination	-61294,65	470,33	-312,5	-406,42	888,04
5	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-60302,79	470,33	-312,5	399,83	-325,4
5	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-59310,92	470,33	-312,5	1206,09	-1538,85
6	0	CI=1.4D	Combination	-90865,24	-546,67	149,59	316,78	-887,48
6	2,58	CI=1.4D	Combination	-89476,63	-546,67	149,59	-69,18	522,93
6	5,16	CI=1.4D	Combination	-88088,02	-546,67	149,59	-455,13	1933,33
6	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-97429,04	-667,97	165,19	346,66	-1058,38
6	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-96238,8	-667,97	165,19	-79,54	664,97
6	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-95048,56	-667,97	165,19	-505,73	2388,33
6	0	C3=SERVICIO	Combination	-77119,08	-515,1	129,96	273,23	-819,97
6	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-76127,22	-515,1	129,96	-62,06	508,99
6	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-75135,36	-515,1	129,96	-397,36	1837,94
7	0	CI=1.4D	Combination	-113342,15	342,94	297,51	590,93	630,96
7	2,58	CI=1.4D	Combination	-111953,54	342,94	297,51	-176,63	-253,82
7	5,16	CI=1.4D	Combination	-110564,94	342,94	297,51	-944,2	-1138,59
7	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-128541,19	441,76	304,09	610,5	835,71
7	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-127350,96	441,76	304,09	-174,05	-304,04
7	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-126160,72	441,76	304,09	-958,61	-1443,78
7	0	C3=SERVICIO	Combination	-100577,92	337,34	243,18	487,09	634,99
7	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-99586,05	337,34	243,18	-140,33	-235,35
7	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-98594,19	337,34	243,18	-767,74	-1105,68
8	0	CI=1.4D	Combination	-114613,82	-259,91	351,7	695,18	-397,28
8	2,58	CI=1.4D	Combination	-113225,21	-259,91	351,7	-212,2	273,3
8	5,16	CI=1.4D	Combination	-111836,6	-259,91	351,7	-1119,59	943,88
8	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-128505,57	-274,37	368,42	734,67	-385,86
8	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-127315,34	-274,37	368,42	-215,84	322,01
8	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-126125,1	-274,37	368,42	-1166,35	1029,88
8	0	C3=SERVICIO	Combination	-100782,74	-217,89	293,06	583,31	-312,1
8	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-99790,87	-217,89	293,06	-172,79	250,06
8	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-98799,01	-217,89	293,06	-928,9	812,23



TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
9	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-128272,81	-489,88	-1531,16	-687,18	-219,86
9	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-127774,57	52,14	1286,61	37,2	43,78
9	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-126584,34	52,14	1286,61	-3282,25	-90,76
9	0	C3=SERVICIO	Combination	-100673,53	-351,03	-1190,48	-534,29	-157,54
9	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-100258,33	25,73	1010,24	31,13	31,17
9	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-99266,47	25,73	1010,24	-2575,29	-35,21
10	0	CI=1.4D	Combination	-70309,31	594,71	590,72	1149,3	1061,08
10	2,58	CI=1.4D	Combination	-68920,7	594,71	590,72	-374,77	-473,27
10	5,16	CI=1.4D	Combination	-67532,09	594,71	590,72	-1898,83	-2007,61
10	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-71648,07	639,3	653,71	1279,58	1172,96
10	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-70457,83	639,3	653,71	-407	-476,42
10	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-69267,59	639,3	653,71	-2093,57	-2125,81
10	0	C3=SERVICIO	Combination	-57335,28	505,76	514,06	1004,97	922,58
10	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-56343,41	505,76	514,06	-321,3	-382,28
10	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-55351,55	505,76	514,06	-1647,56	-1687,13
11	0	CI=1.4D	Combination	-58773,22	-156,65	81,48	201,3	-264,89
11	2,58	CI=1.4D	Combination	-57384,61	-156,65	81,48	-8,92	139,25
11	5,16	CI=1.4D	Combination	-55996	-156,65	81,48	-219,13	543,4
11	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-58633,94	-194,43	91,49	221,93	-303,38
11	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-57443,71	-194,43	91,49	-14,11	198,25
11	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-56253,47	-194,43	91,49	-250,15	699,88
11	0	C3=SERVICIO	Combination	-47141,43	-149,49	71,73	174,65	-236,91
11	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-46149,57	-149,49	71,73	-10,41	148,77
11	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-45157,7	-149,49	71,73	-195,47	534,46
12	0	CI=1.4D	Combination	-86290,51	-48,15	25,36	127,46	-59,38
12	2,58	CI=1.4D	Combination	-84901,9	-48,15	25,36	62,05	64,84
12	5,16	CI=1.4D	Combination	-83513,29	-48,15	25,36	-3,37	189,07
12	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-93867,7	-39,04	57,86	191,64	-12,59
12	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-92677,47	-39,04	57,86	42,36	88,14
12	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-91487,23	-39,04	57,86	-106,93	188,87
12	0	C3=SERVICIO	Combination	-74076,33	-33	40,69	142,54	-18,48
12	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-73084,47	-33	40,69	37,55	66,67
12	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-72092,61	-33	40,69	-67,43	151,81
13	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-112549,32	-274,04	66,07	220,19	-413,12
13	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-111359,09	-274,04	66,07	49,72	293,91
13	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-110168,85	-274,04	66,07	-120,76	1000,94



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
13	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-87204,56	-214,54	51,76	39,12	225,63
13	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-86212,7	-214,54	51,76	-94,41	779,14
14	0	CI=1.4D	Combination	-90578,68	-23,35	-225,65	-262,33	-16,64
14	2,58	CI=1.4D	Combination	-89190,07	-23,35	-225,65	319,85	43,61
14	5,16	CI=1.4D	Combination	-87801,46	-23,35	-225,65	902,04	103,86
14	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-103457,49	52,67	-257,79	-300,92	145,05
14	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-102267,26	52,67	-257,79	364,16	9,16
14	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-101077,02	52,67	-257,79	1029,25	-126,74
14	0	C3=SERVICIO	Combination	-80835,7	28,75	-201,41	-234,92	87,69
14	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-79843,83	28,75	-201,41	284,72	13,51
14	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-78851,97	28,75	-201,41	804,36	-60,67
15	0	CI=1.4D	Combination	-63539,9	567,06	-264,97	-308,08	992,19
15	2,58	CI=1.4D	Combination	-62151,29	567,06	-264,97	375,54	-470,82
15	5,16	CI=1.4D	Combination	-60762,68	567,06	-264,97	1059,16	-1933,82
15	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-64143,08	606,9	-293,58	-335,47	1092,18
15	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-62952,84	606,9	-293,58	421,98	-473,63
15	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-61762,61	606,9	-293,58	1179,43	-2039,43
15	0	C3=SERVICIO	Combination	-51435,83	480,57	-230,81	-264,68	859,79
15	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-50443,97	480,57	-230,81	330,8	-380,09
15	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-49452,11	480,57	-230,81	926,28	-1619,97
16	0	CI=1.4D	Combination	-84071	-680,71	-53,22	-28,04	-1162,9
16	2,58	CI=1.4D	Combination	-82682,39	-680,71	-53,22	109,27	593,32
16	5,16	CI=1.4D	Combination	-81293,78	-680,71	-53,22	246,57	2349,55
16	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-88351,15	-777	-65,73	-45,62	-1300,73
16	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-87160,91	-777	-65,73	123,95	703,93
16	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-85970,68	-777	-65,73	293,53	2708,58
16	0	C3=SERVICIO	Combination	-68267,86	-607,18	-50,58	-33,52	-1020,62
16	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-67276	-607,18	-50,58	96,98	545,9
16	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-66284,13	-607,18	-50,58	227,48	2112,43
17	0	CI=1.4D	Combination	-120578,25	403,93	-53,82	-6,66	688,54
17	2,58	CI=1.4D	Combination	-119189,64	403,93	-53,82	132,2	-353,61
17	5,16	CI=1.4D	Combination	-117801,03	403,93	-53,82	271,07	-1395,76
17	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-132209,97	470,9	-66,32	-19,23	829,38
17	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-131019,74	470,9	-66,32	151,87	-385,53
17	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-129829,5	470,9	-66,32	322,97	-1600,45
17	0	C3=SERVICIO	Combination	-104163,06	366,44	-51,06	-13,21	641,32
17	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-103171,2	366,44	-51,06	118,53	-304,1
17	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-102179,34	366,44	-51,06	250,26	-1249,52



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
18	0	CI=1.4D	Combination	-110256,7	-262,55	-100,34	-73,9	-448,08
18	2,58	CI=1.4D	Combination	-108868,09	-262,55	-100,34	184,99	229,29
18	5,16	CI=1.4D	Combination	-107479,49	-262,55	-100,34	443,87	906,67
18	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-125292,5	-321,21	-94,98	-53,42	-521,46
18	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-124102,27	-321,21	-94,98	191,63	307,26
18	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-122912,03	-321,21	-94,98	436,69	1135,98
18	0	C3=SERVICIO	Combination	-97996,51	-247,64	-77,28	-46,59	-405,93
18	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-97004,65	-247,64	-77,28	152,8	232,98
18	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-96012,79	-247,64	-77,28	352,19	871,89
19	0	CI=1.4D	Combination	-122461,98	-1,3	15,67	148,06	-1,77
19	2,58	CI=1.4D	Combination	-121073,37	-1,3	15,67	107,64	1,59
19	5,16	CI=1.4D	Combination	-119684,76	-1,3	15,67	67,22	4,94
19	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-144721,19	22,22	4,8	145,89	65,22
19	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-143530,95	22,22	4,8	133,5	7,89
19	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-142340,72	22,22	4,8	121,11	-49,45
19	0	C3=SERVICIO	Combination	-112318,95	13,66	5,8	117,62	40,45
19	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-111327,09	13,66	5,8	102,66	5,21
19	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-110335,23	13,66	5,8	87,7	-30,02
20	0	CI=1.4D	Combination	-97855,4	525,6	61,31	249,23	898,1
20	2,58	CI=1.4D	Combination	-96466,79	525,6	61,31	91,05	-457,95
20	5,16	CI=1.4D	Combination	-95078,18	525,6	61,31	-67,13	-1814
20	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-105155,95	671,68	67,63	281,48	1174,44
20	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-103965,71	671,68	67,63	106,99	-558,48
20	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-102775,48	671,68	67,63	-67,49	-2291,41
20	0	C3=SERVICIO	Combination	-85160,93	513,65	53,22	220,43	894,4
20	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-84169,07	513,65	53,22	83,13	-430,83
20	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-83177,2	513,65	53,22	-54,17	-1756,06
21	0	CI=1.4D	Combination	-73628,69	-479,78	323	614,53	-844,37
21	2,58	CI=1.4D	Combination	-72240,08	-479,78	323	-218,82	393,47
21	5,16	CI=1.4D	Combination	-70851,47	-479,78	323	-1052,17	1631,3
21	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-78399,52	-572,61	347,04	659,36	-981,57
21	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-77209,28	-572,61	347,04	-236	495,76
21	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-76019,05	-572,61	347,04	-1131,35	1973,09
21	0	C3=SERVICIO	Combination	-62147,68	-443,56	274,58	521,83	-764,26
21	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-61155,81	-443,56	274,58	-186,57	380,11
21	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-60163,95	-443,56	274,58	-894,98	1524,49
22	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-105923,33	294,56	481,76	916,5	498,69



TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
22	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-104733,1	294,56	481,76	-326,44	-261,28
22	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-103542,9	294,56	481,76	-1569,38	-1021,26
22	0	C3=SERVICIO	Combination	-83299,79	224,05	377,62	718,68	375,34
22	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-82307,93	224,05	377,62	-255,58	-202,72
22	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-81316,07	224,05	377,62	-1229,83	-780,78
23	0	CI=1.4D	Combination	-95374	-250,55	421,34	816,82	-452,3
23	2,58	CI=1.4D	Combination	-93985,39	-250,55	421,34	-270,23	194,11
23	5,16	CI=1.4D	Combination	-92596,78	-250,55	421,34	-1357,28	840,52
23	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-106553,3	-295,21	478,96	926,55	-507,06
23	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-105363,1	-295,21	478,96	-309,17	254,59
23	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-104172,9	-295,21	478,96	-1544,88	1016,24
23	0	C3=SERVICIO	Combination	-83626,91	-229,25	374,59	724,95	-397,68
23	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-82635,05	-229,25	374,59	-241,48	193,78
23	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-81643,18	-229,25	374,59	-1207,92	785,24
24	0	CI=1.4D	Combination	-100860,4	-11,62	428,61	852,86	-44,14
24	2,58	CI=1.4D	Combination	-99471,81	-11,62	428,61	-252,95	-14,15
24	5,16	CI=1.4D	Combination	-98083,2	-11,62	428,61	-1358,75	15,83
24	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-118399,5	5,58	517,84	1021,58	6,82
24	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-117209,3	5,58	517,84	-314,46	-7,57
24	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-116019,1	5,58	517,84	-1650,49	-21,96
24	0	C3=SERVICIO	Combination	-92010,5	1,41	400,19	790,78	-3,62
24	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-91018,63	1,41	400,19	-241,7	-7,26
24	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-90026,77	1,41	400,19	-1274,19	-10,9
25	0	CI=1.4D	Combination	-71854,6	421,92	350,36	743,18	696,28
25	2,58	CI=1.4D	Combination	-70465,99	421,92	350,36	-160,74	-392,29
25	5,16	CI=1.4D	Combination	-69077,38	421,92	350,36	-1064,65	-1480,85
25	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-77539,95	542,71	385,4	824,48	924,18
25	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-76349,71	542,71	385,4	-169,84	-476,01
25	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-75159,47	542,71	385,4	-1164,16	-1876,19
25	0	C3=SERVICIO	Combination	-61293,64	414,54	303,44	648,01	701,94
25	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-60301,78	414,54	303,44	-134,85	-367,56
25	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-59309,92	414,54	303,44	-917,72	-1437,06
682	0	CI=1.4D	Combination	-38846,04	21,06	2,28	60,91	40,35
682	2,58	CI=1.4D	Combination	-38151,73	21,06	2,28	55,03	-13,97
682	5,16	CI=1.4D	Combination	-37457,43	21,06	2,28	49,15	-68,29
682	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-45030,97	24,27	1,7	67,31	49,93
682	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-44435,85	24,27	1,7	62,92	-12,69

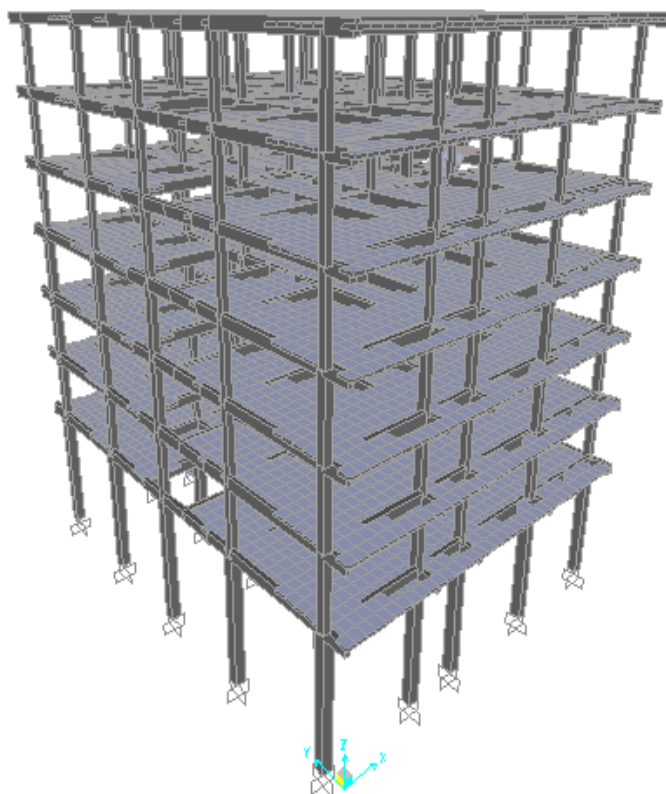


TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m
682	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-43840,73	24,27	1,7	58,52	-75,31
682	0	C3=SERVICIO	Combination	-35081,15	18,93	1,47	52,94	38,41
682	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-34585,22	18,93	1,47	49,15	-10,42
683	0	CI=1.4D	Combination	-38083,96	61,52	-287,94	-302,42	141,84
683	2,58	CI=1.4D	Combination	-37389,66	61,52	-287,94	440,47	-16,88
683	5,16	CI=1.4D	Combination	-31570,77	-930,61	6,33	-376,55	727,2
683	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-48540,01	-12,98	-397,72	-405,92	63,98
683	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-47944,9	-12,98	-397,72	620,21	97,46
683	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-39438,98	1255,86	-215,81	-351,73	935,7
683	0	C3=SERVICIO	Combination	-37138,22	2,87	-300	-307,7	65,31
683	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-36642,28	2,87	-300	466,29	57,9
683	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-30287	-951,09	-133,75	-287,07	714,67
694	0	CI=1.4D	Combination	-39928,46	21,86	24,46	97,77	42,64
694	2,58	CI=1.4D	Combination	-39234,16	21,86	24,46	34,66	-13,76
694	5,16	CI=1.4D	Combination	-38539,85	21,86	24,46	-28,44	-70,15
694	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-46049,99	22,79	23,98	104,26	48,46
694	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-45454,87	22,79	23,98	42,4	-10,34
694	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-44859,75	22,79	23,98	-19,46	-69,15
694	0	C3=SERVICIO	Combination	-35911,32	18,15	19,35	82,62	37,9
694	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-35415,39	18,15	19,35	32,69	-8,92
694	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-34919,46	18,15	19,35	-17,24	-55,74
695	0	CI=1.4D	Combination	-38228,45	-18,87	-105,6	-94,28	96,31
695	2,58	CI=1.4D	Combination	-34966,15	-292,97	250,85	288,2	-439,53
695	5,16	CI=1.4D	Combination	-34271,84	-292,97	250,85	-359,01	316,32
695	0	C2=1.2D+1.6L	Combination	-47809,75	-74,19	-85,97	-74,7	78,91
695	2,58	C2=1.2D+1.6L	Combination	-43900,63	-391,16	326,34	393,17	-581,7
695	5,16	C2=1.2D+1.6L	Combination	-43305,51	-391,16	326,34	-448,79	427,49
695	0	C3=SERVICIO	Combination	-36707,6	-49,74	-72,59	-63,52	66,52
695	2,58	C3=SERVICIO	Combination	-33681,85	-296,79	248,76	297,19	-442,05
695	5,16	C3=SERVICIO	Combination	-33185,92	-296,79	248,76	-344,6	323,66

	Carga sin mayorar (P)
	Carga mayorada (Pu)
	Momento 2 y 3 en la parte inferior
	Momento 2 y 3 en la parte superior

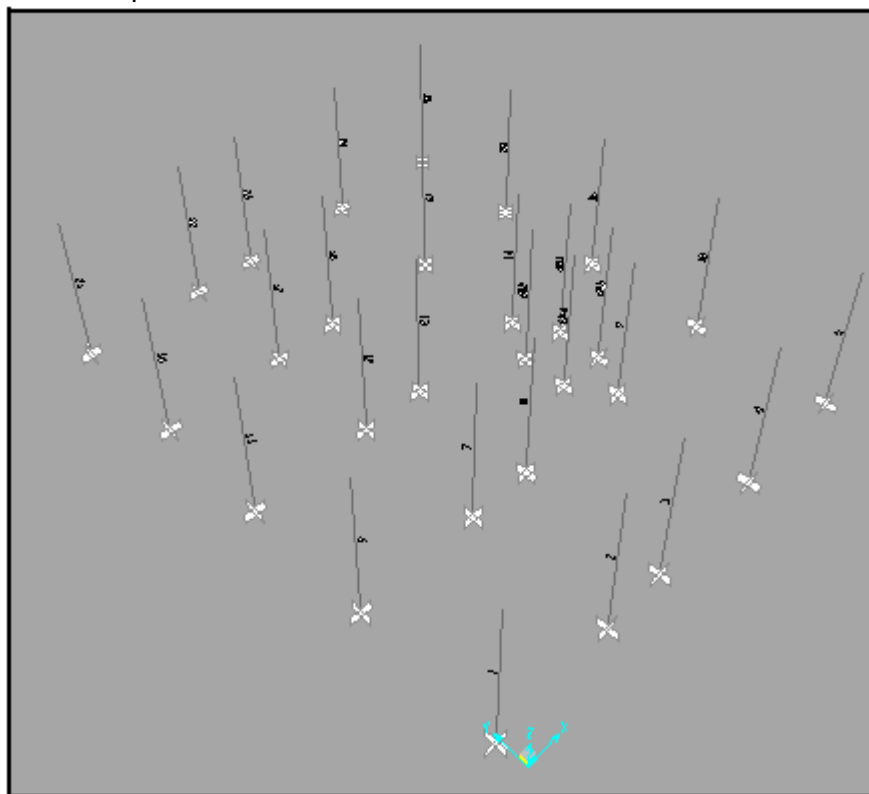


➤ ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA.



V. DISEÑO DE COLUMNAS.

El diseño de columnas se realizará en base al reglamento ACI 318-05, con la ayuda del programa CSI Col. El esquema muestra la ubicación de las columnas en el interior de la estructura.



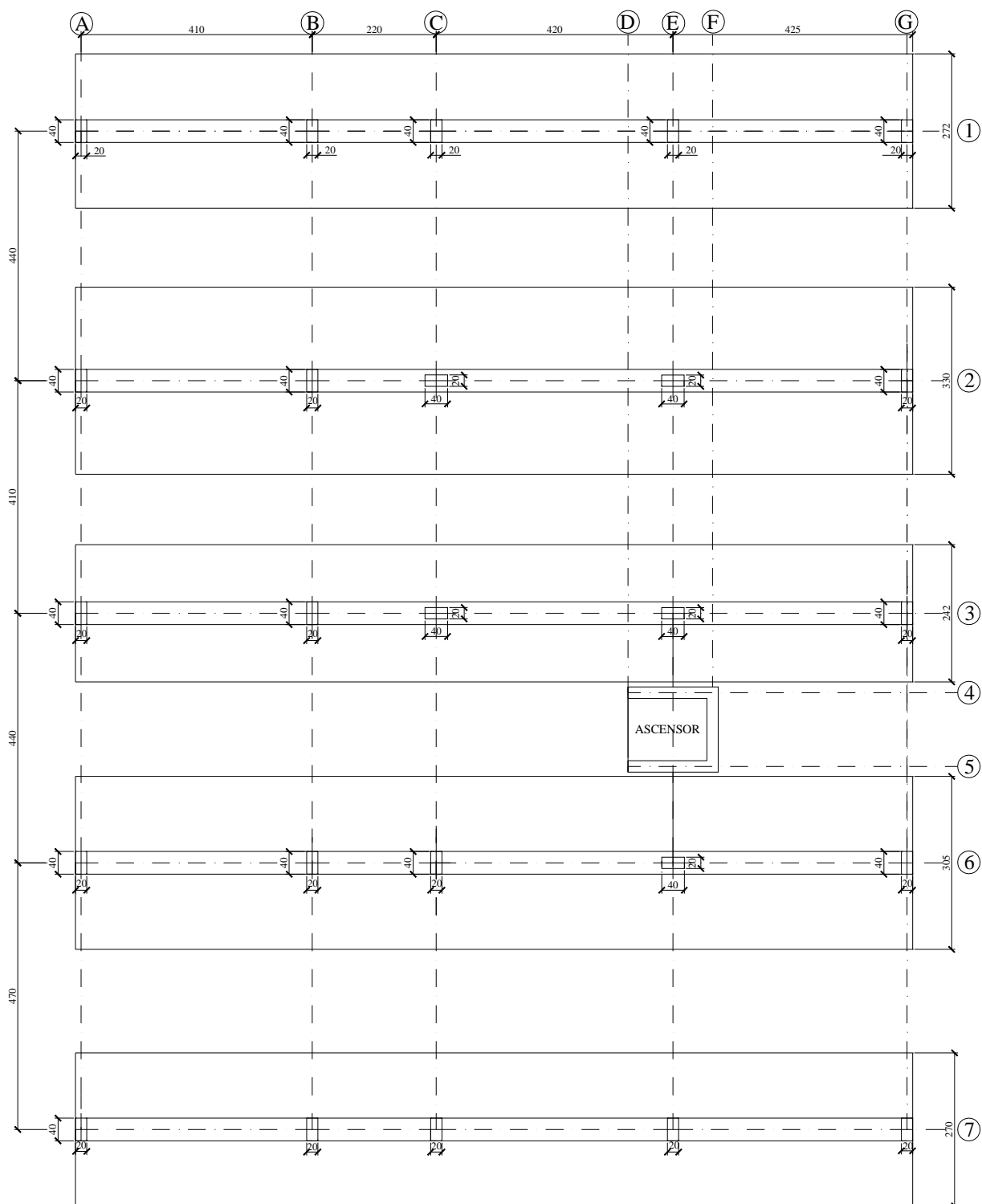


Del diseño de columnas se tiene el siguiente resumen:

Número de columna	Carga Axial (P) [ton]	Carga Axial (PU) [ton]	Sección	Refuerzo	Ubicación
1	-59,886	-75,529	20x40	6ø16	A - 7
2	-81,22	-103,239	20x40	6ø16	B - 7
3	-84,752	-107,759	20x40	6ø16	C - 7
4	-101,985	-130,064	20x40	6ø16	E - 7
5	-61,295	-77,417	20x40	6ø16	G - 7
6	-57,335	-71,648	20x40	6ø16	A - 6
7	-100,578	-128,541	20x40	6ø16	B - 6
8	-100,783	-128,506	20x40	6ø16	C - 6
9	-100,674	-128,273	40x20	6ø16	E - 6
10	-77,119	-97,429	20x40	6ø16	G - 6
11	-47,141	-58,634	20x40	6ø16	A - 3
12	-74,076	-93,868	20x40	6ø16	B - 3
13	-88,196	-112,549	40x20	6ø16	C - 3
14	-80,836	-103,457	40x20	6ø16	E - 3
15	-51,436	-64,143	20x40	6ø16	G - 3
16	-68,268	-88,351	20x40	6ø16	A - 2
17	-104,163	-132,21	20x40	6ø16	B - 2
18	-97,997	-125,293	40x20	6ø16	C - 2
19	-112,319	-144,721	40x20	6ø16	E - 2
20	-85,161	-105,156	20x40	6ø16	G - 2
21	-61,148	-77,399	20x40	6ø16	A - 1
22	-83,299	-105,923	20x40	6ø16	B - 1
23	-83,627	-106,553	20x40	6ø16	C - 1
24	-92,011	-118,399	20x40	6ø16	E - 1
25	-61,294	-77,54	20x40	6ø16	G - 1
26	-35,081	-45,031	40x20	6ø16	D - 5
27	-37,138	-48,54	40x20	6ø16	F - 5
28	-35,911	-46,05	40x20	6ø16	D - 4
29	-36,708	-47,81	40x20	6ø16	F - 4



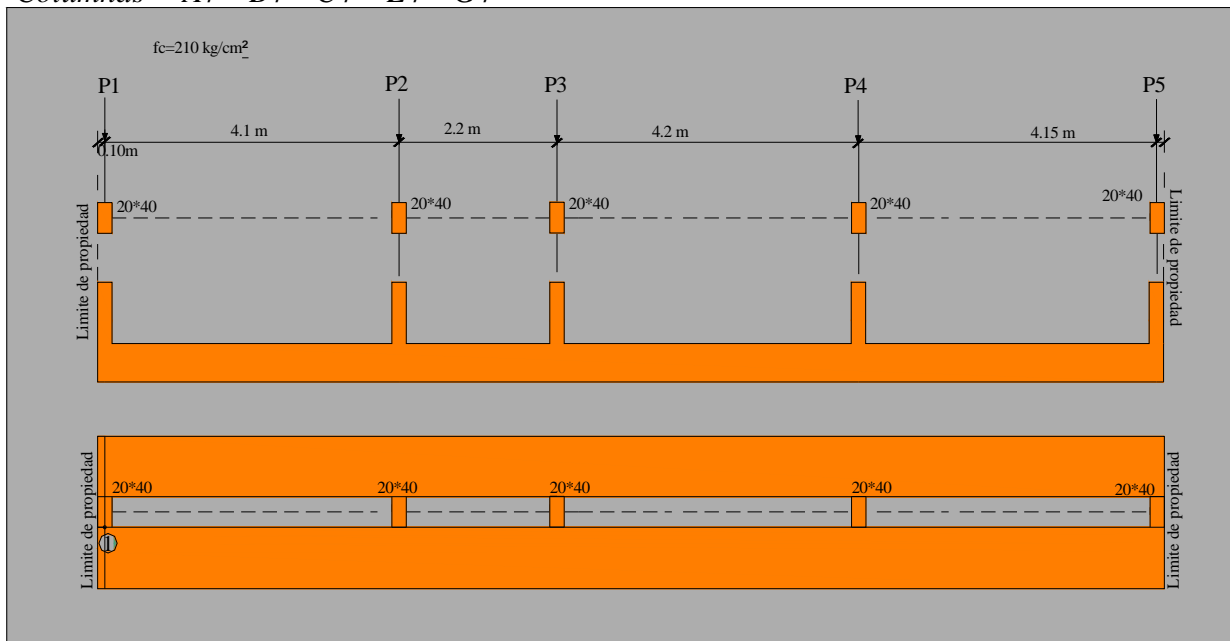
PLANTA DE FUNDACIÓN





VI. DISEÑO DE LA VIGA DE FUNDACIÓN METODO RÍGIDO (EJE 7).

Columnas = A7 – B7 – C7 – E7 – G7



Datos:

$$P_1 = 59.886[tn] \quad P_2 = 81.220[tn] \quad P_3 = 84.752[tn] \quad P_4 = 101.985[tn] \quad P_5 = 61.295[tn]$$

$$P_{1U} = 75.529[tn] \quad P_{2U} = 103.239[tn] \quad P_{3U} = 107.759[tn] \quad P_{4U} = 130.064[tn] \quad P_{5U} = 77.417[tn]$$

Pasó1.-Dimensionamiento en planta

Determinar las cargas actuantes (R) y la ubicación de la resultante:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = 59.886 + 81.220 + 84.752 + 101.985 + 61.295$$

$$R = 389.138 [tn]$$

$$R_u = \sum_{i=1}^n P_{ui} = 75.529 + 103.239 + 107.759 + 130.064 + 77.417$$

$$R_u = 494.008 [tn]$$

$$\sum M_1 = 0 \Leftrightarrow 81.220 \cdot (4.1) + 84.752 \cdot (6.3) + 101.985 \cdot (10.5) + 61.295 \cdot (14.65) = 389.138 \cdot X$$

$$333.002 + 533.9376 + 1070.8425 + 897.972 = 389.138 \cdot X$$

$$389.138 \cdot X = 2835.7539$$

$$\Rightarrow X = 7.287 [m]$$

Luego se procede a calcular la distancia al centro de gravedad: $c.g. = \frac{14.65}{2} = 7.325 [m]$

Una vez determinadas las distancias determinar la excentricidad de carga de la viga de fundación.

$$e = 7.287 - 7.325$$

$$e = -0.038 [m]$$



$$q = \frac{\sum p}{b \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right]$$

$$q_{\max} = \frac{R}{b \cdot L} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right] \leq q_a$$

Despejando el valor de b se tendrá que:

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right] \quad \text{Como } L = 14.85 \text{ (m)}$$

$$b = \frac{389.138 \text{ [tn]}}{10 \text{ [tn/m}^2\text{]} \cdot 14.85 \text{ [m]}} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot 0.038}{14.85} \right] = 2.66 \text{ [m]}$$

\Rightarrow Usar: $b = 2.70 \text{ [m]}$ y $L = 14.85 \text{ [m]}$

$$\frac{L}{6} = \frac{14.85}{6} = 2.475 \text{ [m]}$$

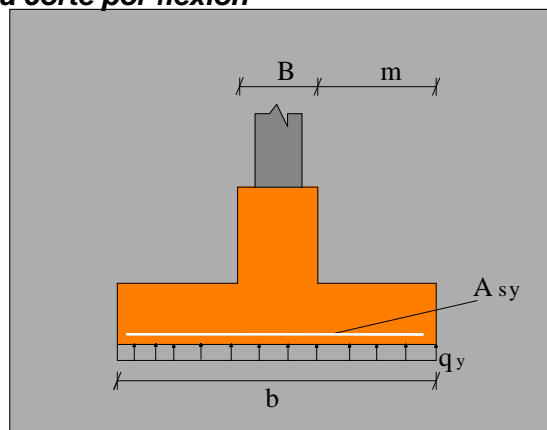
$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{CASO II}$$

Posteriormente calcular el valor de la presión neta última que la viga de fundación transmite al suelo q_u :

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right] \Rightarrow \frac{494.008}{2.70 \cdot 14.85} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot 0.038}{14.85} \right] = 12.5 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow 1.25 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación

➤ Verificación a corte por flexión



Para el dimensionamiento a corte por flexión primero hallar el valor de “m” donde el nervio de la viga de fundación esta en función del ancho mayor de las columnas que descansa sobre el:

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{2.70 - 0.40}{2} = 1.15 \text{ [m]} \Leftrightarrow 115 \text{ [cm]}$$



Posteriormente determinar la presión última por unidad de longitud denotada por: q_y

$$q_y = q_u \cdot 100 = 1.25 [kg/cm^2] \cdot 100 = 125 [kg/cm] \text{ Metro de ancho (siempre)}$$

Luego calcular la tensión cortante como se muestra a continuación:

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b_1 \cdot d} = \frac{q_y \cdot (m - d)}{\phi \cdot b_1 \cdot d} \Leftrightarrow \text{Asumiendo } d = 25 [cm]$$

$$v_u = \frac{125 \cdot (115 - 25)}{0.75 \cdot 100 \cdot 25} = 6 [kg/cm^2]$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida por el reglamento ACI 318-05 con la siguiente ecuación:

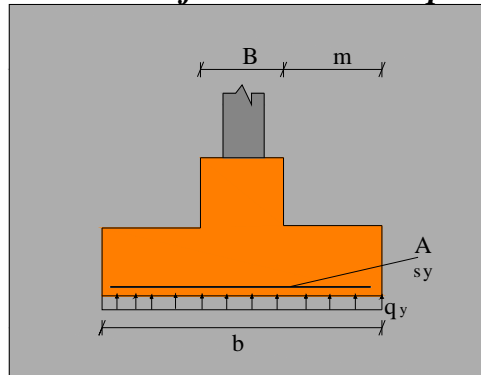
$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.53 \cdot \sqrt{210} = 7.68 [kg/cm^2]$$

$$v_u \leq v_c \quad ok \checkmark$$

Entonces la altura mínima de diseño de la base de la viga de fundación es:

$$h_{\min} = d_{\min} + r_{zap} = 25 + 5 = 30 [cm]$$

Pasó 3.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión



Calcular refuerzo de acero por flexión en la zapata

Obtenidos las dimensiones en planta y el canto útil de la fundación, se procede a calcular la armadura necesaria para resistir el momento crítico obtenido:

$$M_x = q_y \cdot \frac{m^2}{2} = 125 \cdot \frac{115^2}{2} = 826562.50 [kg \cdot cm]$$

$$A_{sy} = \frac{M_x}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{sy} \cdot f_y}{0.85 f'_c B}$$

$$\phi_{flexion} = 0.9$$

$$A_{sy} = 9.14 [cm^2] \Rightarrow \phi 12c/12 [cm] \text{ Acero por metro de ancho}$$



Finalmente se calculará el acero mínimo requerido con la siguiente ecuación:

$$A_{sy \min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{sy \min} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 30 = 5.4 [cm^2] \Rightarrow \phi 8c/9[cm]$$

Pasó 4.- Verificación por adherencia

La norma ACI 318-05 como se explica en Anexo C condiciona que la longitud de desarrollo para barras corrugadas l_d , se debe calcular a partir de la siguiente ecuación pero no debe ser menor a 30 cm. ($l_d \geq 30[cm]$).

$$m - r \geq ld \Rightarrow 115 - 5 \geq ld$$

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b$$

Donde:

$\psi_t = 1$, para todos los casos de zapatas con espesor menor a 30 cm.

$\psi_e = 1$, cuando se utiliza barras no recubiertas, usadas actualmente.

$\psi_s = 0.8$, para diámetros hasta 20 mm.

$\psi_s = 1$, para diámetros mayores a 20 mm.

$\lambda = 1$, concreto normal.

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = 2.5 \quad (2.5 \text{ es el máximo valor que puede tener la expresión})$$

d_b = Diámetro nominal de la barra de acero.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero.

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

Remplazando se tendrá que:

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b = 31.798[cm] \Rightarrow 110 \geq 31.798 \text{ ok}$$

Pasó 5.- Análisis de esfuerzos en la viga

$$q_{\max} = \frac{R_u}{L} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right]$$

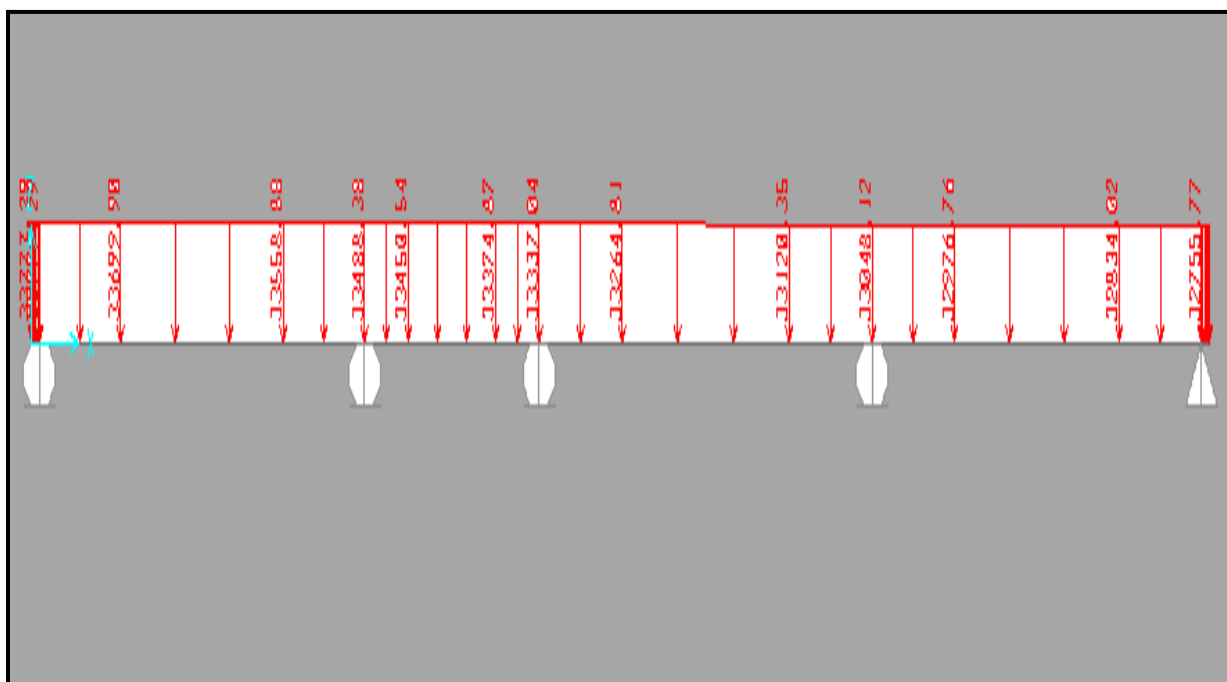
$$q_{\min} = \frac{R_u}{L} \cdot \left[1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right]$$

$$q_{\max} = \frac{494008}{14.85} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot 0.038}{14.85}\right] = 3377729[kg/m] \quad q_{\min} = \frac{494008}{14.85} \cdot \left[1 - \frac{6 \cdot 0.038}{14.85}\right] = 32755.77[kg/m]$$

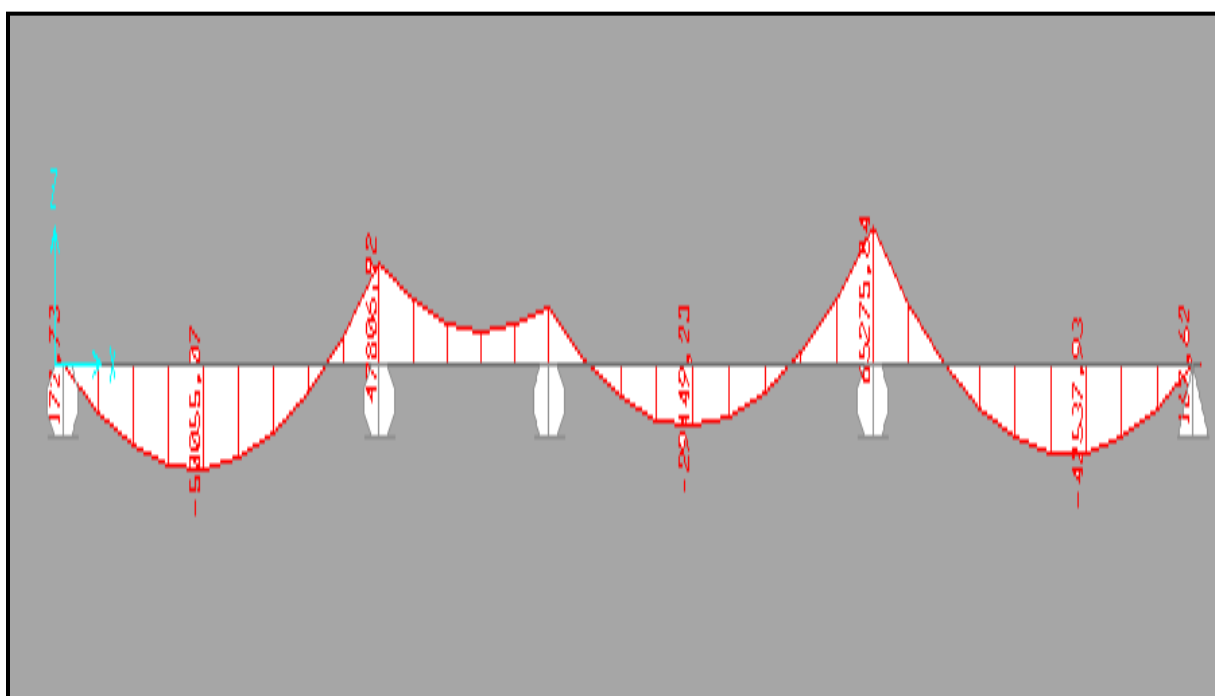


Asumir "D" \Rightarrow *canto útil viga* $D = 80[\text{cm}]$

Como se explicó en la parte teórica para el análisis de esfuerzos se realiza la modelación de la fundación en el programa "SAP-2000" u otro programa estructural y como resultado se obtendrán los diagramas de corte y momento como se muestra a continuación.

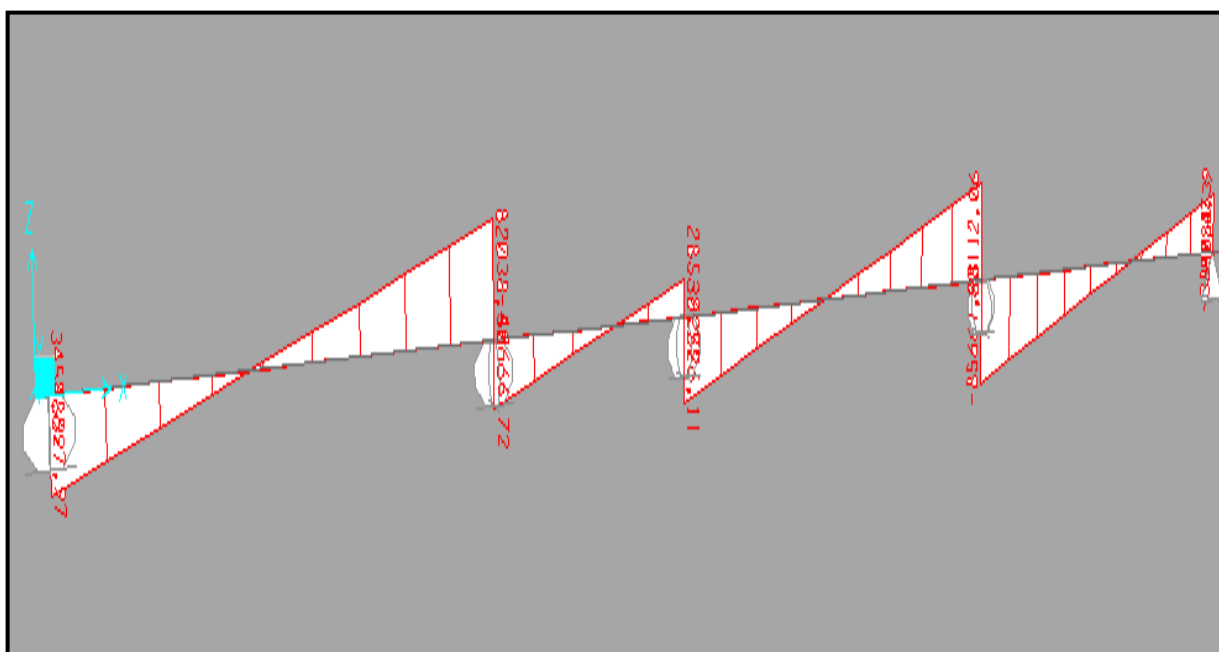


➤ DIAGRAMA DE MOMENTOS





➤ **DIAGRAMA DE CORTE**



Pasó 6.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

$$D = 80 \text{ [cm]}$$

$$B = 40 \text{ [cm]}$$

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_1 = 17273 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_2 = 5005507 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_3 = 4780692 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_4 = 1574794 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_5 = 2792064 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_6 = 2944923 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_7 = 6527584 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_8 = 4253793 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$M_9 = 107623 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s1 \min} = 0.1 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$A_{s2} = 17.71 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20 + 3\phi 16$$

$$A_{s3} = 16.85 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 25$$

$$A_{s4 \min} = 5.31 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$A_{s5 \min} = 9.57 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$A_{s6 \min} = 10.66 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$A_{s7} = 23.64 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 3\phi 25 + 2\phi 20$$

$$A_{s8} = 14.88 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 3\phi 20 + 3\phi 16$$

$$A_{s9 \min} = 0.36 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$A_{sx \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{sx \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 40 \cdot 80 \geq \frac{14}{4200} \cdot 40 \cdot 80$$

$$A_{sx \min} = 8.83 \geq 10.66 \text{ [cm]} \Rightarrow 4\phi 20$$



Pasó 7.- Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

1. Cálculo del cortante actuante:

➤ En el apoyo:

$$V_1 = 58997.97 \text{ [kg]}$$

$$V_2 = 82038.5 \text{ [kg]}$$

$$V_3 = 62526.11 \text{ [kg]}$$

$$V_4 = 85661.28 \text{ [kg]}$$

$$V_5 = 54083.39 \text{ [kg]}$$

➤ A una distancia "D" del apoyo:

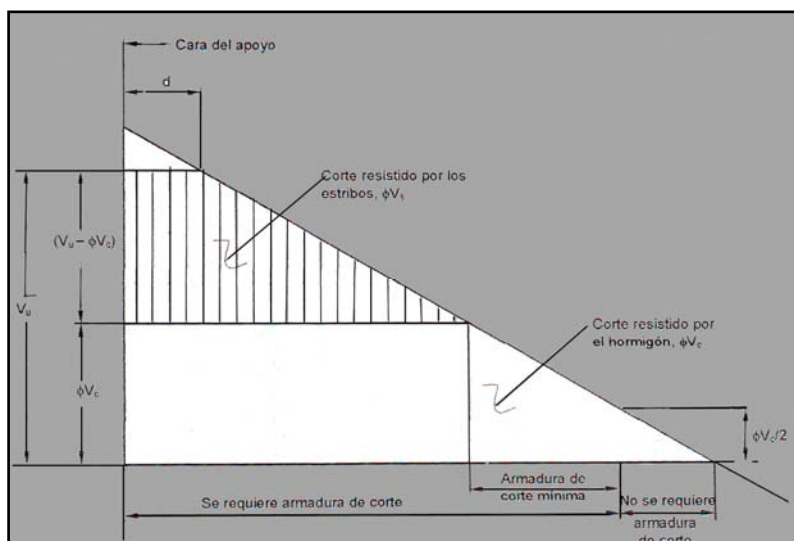
$$V_1 = V_1 - W \cdot D = 58997.97 - 33777.29 \cdot (0.80) = 31976.14 \text{ [kg]}$$

$$V_2 = V_2 - W \cdot D = 82038.5 - 33777.29 \cdot (0.80) = 55016.668 \text{ [kg]}$$

$$V_3 = V_3 - W \cdot D = 62526.11 - 33337.04 \cdot (0.80) = 38856.478 \text{ [kg]}$$

$$V_4 = V_4 - W \cdot D = 85661.28 - 33048.12 \cdot (0.80) = 59222.774 \text{ [kg]}$$

$$V_5 = V_5 - W \cdot D = 54083.39 - 23275.77 \cdot (0.80) = 28178.774 \text{ [kg]}$$



2. esfuerzo admisible de corte:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} = 7.68 \text{ [kg]}$$

$$v_c \geq v_u \Rightarrow \phi 8 \text{ c/D/2 o } 60 \text{ [cm]}$$

$v_c < v_u \Rightarrow$ Calcular la separación de estribos con la siguiente ecuación :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{(v_u - v_c) \cdot B} \Rightarrow \frac{\pi \cdot d^2}{2} \cdot f_y \text{ donde } \Rightarrow v_u \text{ es a una distancia } D \text{ del apoyo}$$



$$\begin{aligned}
 v_{u1} &= 13.32 \text{ [kg / cm}^2\text{]} & S_{ep1} &= \phi 8 \text{ c / 22 [cm]} \\
 v_{u2} &= 22.92 \text{ [kg / cm}^2\text{]} & S_{ep2} &= \phi 10 \text{ c / 13 [cm]} \\
 v_{u3} &= 11.88 \text{ [kg / cm}^2\text{]} & S_{ep3} &= \phi 10 \text{ c / 17 [cm]} \\
 v_{u4} &= 16.19 \text{ [kg / cm}^2\text{]} & S_{ep4} &= \phi 10 \text{ c / 8 [cm]} \\
 v_{u5} &= 11.74 \text{ [kg / cm}^2\text{]} & S_{ep5} &= \phi 8 \text{ c / 17.5 [cm]}
 \end{aligned}$$

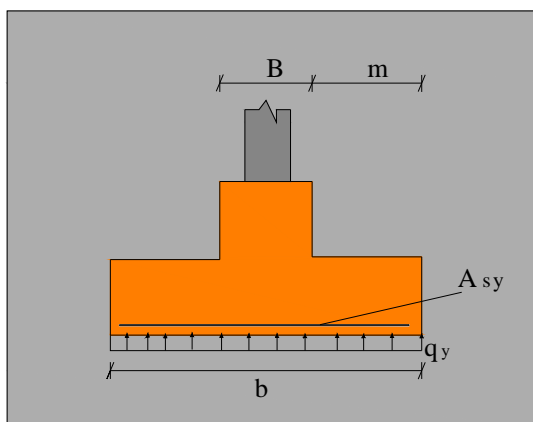
VI. DISEÑO DE LA VIGA DE FUNDACIÓN METODO RÍGIDO (EJE 6-2-1).

Paso 1.- Dimensionamiento en planta

Viga de fundación	Columnas	P [tn]	Pu [tn]	R [tn]	RU [tn]	X [m]	cg [m]	e [m]	L [m]	b [m]	qu [kg/cm2]
Eje 6	A - 6	57,335	71,648	436,488	554,397	7,41	7,325	0,085	14,65	3,05	1,27
	B - 6	100,578	128,541								
	C - 6	100,783	128,506								
	E - 6	100,674	128,273								
	G - 6	77,119	97,429								
Eje 2	A - 2	68,268	88,351	467,908	595,731	7,42	7,325	0,095	14,65	3,3	1,26
	B - 2	104,163	132,21								
	C - 2	97,997	125,293								
	E - 2	112,319	144,721								
	G - 2	85,161	105,156								
Eje 1	A - 1	61,148	78,399	381,379	486,816	7,18	7,325	-0,15	14,65	2,72	1,28
	B - 1	83,299	105,923								
	C - 1	83,627	106,553								
	E - 1	92,011	118,399								
	G - 1	61,294	77,54								

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación

➤ Verificación a corte por flexión





Viga de fundación	m [cm]	qy [kg/cm]	vu [kg/cm ²]	vc [kg/cm ²]	$v_u \leq v_c$	d [cm]	h [cm]
Eje 6	132,5	127	7,28	7,68	ok✓	25	30
Eje 2	145	126	6,44	7,68	ok✓	30	35
Eje 1	116	128	7,15	7,68	ok✓	20	25

Pasó 3.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la zapata

Viga de fundación	Mx [kg.cm]	Asy [cm ²]	Distribución	Asymin [cm ²]	Distribución
Eje 6	1114821,875	12.54	φ12c/8	5.4	φ8c/9
Eje 2	1324575	12.27	φ10c/10.5	6.3	φ8c/8
Eje 1	861184	12.28	φ12c/9	3.6	φ8c/13

Pasó 4.- Verificación por adherencia

Viga de fundación	m-r [cm]	ld [cm]	$l_d \leq m-r$
Eje 6	127,5	31,798	ok✓
Eje 2	140	31,798	ok✓
Eje 1	111	31,798	ok✓

Pasó 5.- Análisis de esfuerzos en la viga

Viga de fundación	qmax [kg/m]	qmin [kg/m]
Eje 6	38615,21	36050,92
Eje 2	41656,39	38576,74
Eje1	34702,797	30861,65

Como se explicó en la parte teórica para el análisis de esfuerzos se realiza la modelación de la fundación en el programa "SAP-2000" u otro programa estructural y como resultado se obtendrán los diagramas de corte y momento como se muestra a continuación.



Pasó 6.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga eje 6

$$D = 80 \text{ [cm]}$$

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$B = 40 \text{ [cm]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_1 = 18409 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s1 \min} = 0.1 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$M_2 = 5408360 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s2} = 19.24 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20 + 2\phi 25$$

$$M_3 = 5174589 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s3} = 18.35 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20 + 3\phi 16$$

$$M_4 = 1674794 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s4 \min} = 5.65 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$M_5 = 3121837 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s5} = 10.74 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$M_6 = 3279082 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s6} = 11.31 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$M_7 = 7474102 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s7} = 21.15 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 3\phi 25 + 3\phi 20$$

$$M_8 = 4968043 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s8} = 17.56 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20 + 3\phi 16$$

$$M_9 = 19692 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s9 \min} = 0.1 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$A_{sx \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{sx \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 40 \cdot 80 \geq \frac{14}{4200} \cdot 40 \cdot 80$$

$$A_{sx \min} = 8.83 \geq 10.67 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

Pasó 7.- Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga eje 6

3. Cálculo del cortante actuante:

➤ En el apoyo:

$$V_1 = 63415.63 \text{ [kg]}$$

$$v_{u1} = 14.41 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep1} = \phi 8 \text{ c} / 18.5 \text{ [cm]}$$

$$V_2 = 89058.89 \text{ [kg]}$$

$$v_{u2} = 24.85 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep2} = \phi 10 \text{ c} / 11.5 \text{ [cm]}$$

$$V_3 = 69787.55 \text{ [kg]}$$

$$v_{u3} = 16.69 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep3} = \phi 10 \text{ c} / 14 \text{ [cm]}$$

$$V_4 = 98658.02 \text{ [kg]}$$

$$v_{u4} = 28.48 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep4} = \phi 10 \text{ c} / 9.5 \text{ [cm]}$$

$$V_5 = 63236.28 \text{ [kg]}$$

$$v_{u5} = 13.48 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep5} = \phi 8 \text{ c} / 21 \text{ [cm]}$$



Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga eje 2

$M_1 = 19673 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s1 \min} = 0.1 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 4\phi 20$
$M_2 = 5782691 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s2} = 20.697 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 4\phi 20 + 2\phi 25$
$M_3 = 5536968 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s3} = 19.74 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 4\phi 20 + 2\phi 25$
$M_4 = 1910153 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s4 \min} = 6.47 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 4\phi 20$
$M_5 = 3349263 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s5} = 11.56 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 3\phi 16 + 2\phi 20$
$M_6 = 3516793 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s6} = 12.17 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 4\phi 20$
$M_7 = 7934335 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s7} = 29.42 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 6\phi 25$
$M_8 = 5360830 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s8} = 19.06 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 4\phi 25$
$M_9 = 21213 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$	$A_{s9 \min} = 0.1 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 4\phi 20$

$$A_{sx \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{sx \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 40 \cdot 80 \geq \frac{14}{4200} \cdot 40 \cdot 80$$

$$A_{sx \min} = 8.83 \geq 10.67 \text{ [cm}^2] \Rightarrow 4\phi 20$$

Pasó 7.- Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga eje 2

4. Cálculo del cortante actuante:

➤ En el apoyo:

$V_1 = 67815.51 \text{ [kg]}$	$v_{u1} = 15.397 \text{ [kg/cm}^2]$
$V_2 = 95319.02 \text{ [kg]}$	$v_{u2} = 26.56 \text{ [kg/cm}^2]$
$V_3 = 74864.24 \text{ [kg]}$	$v_{u3} = 17.89 \text{ [kg/cm}^2]$
$V_4 = 106125.57 \text{ [kg]}$	$v_{u4} = 30.63 \text{ [kg/cm}^2]$
$V_5 = 68110.46 \text{ [kg]}$	$v_{u5} = 14.49 \text{ [kg/cm}^2]$

$$S_{ep1} = \phi 8 \text{ c/16 [cm]}$$

$$S_{ep2} = \phi 10 \text{ c/10.5 [cm]}$$

$$S_{ep3} = \phi 8 \text{ c/12 [cm]}$$

$$S_{ep4} = \phi 10 \text{ c/8.5 [cm]}$$

$$S_{ep5} = \phi 8 \text{ c/18 [cm]}$$



Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga eje 1

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 17736 \quad [kg \cdot cm] & A_{s1 \min} &= 0.1 \quad [cm^2] \Rightarrow 4\phi 20 \\
 M_2 &= 5086812 \quad [kg \cdot cm] & A_{s2} &= 18.01 \quad [cm^2] \Rightarrow 4\phi 20 + 3\phi 16 \\
 M_3 &= 4848648 \quad [kg \cdot cm] & A_{s3} &= 17.11 \quad [cm^2] \Rightarrow 3\phi 25 \\
 M_4 &= 2008243 \quad [kg \cdot cm] & A_{s4 \min} &= 6.80 \quad [cm^2] \Rightarrow 4\phi 20 \\
 M_5 &= 2753856 \quad [kg \cdot cm] & A_{s5 \min} &= 9.43 \quad [cm^2] \Rightarrow 4\phi 20 \\
 M_6 &= 2916558 \quad [kg \cdot cm] & A_{s6 \min} &= 10.01 \quad [cm^2] \Rightarrow 4\phi 20 \\
 M_7 &= 6304986 \quad [kg \cdot cm] & A_{s7} &= 22.74 \quad [cm^2] \Rightarrow 3\phi 25 + 2\phi 20 \\
 M_8 &= 4034266 \quad [kg \cdot cm] & A_{s8} &= 14.06 \quad [cm^2] \Rightarrow 4\phi 20 + 2\phi 16 \\
 M_9 &= 15815 \quad [kg \cdot cm] & A_{s9 \min} &= 0.1 \quad [cm^2] \Rightarrow 4\phi 20
 \end{aligned}$$

$$A_{sx \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{sx \min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 40 \cdot 80 \geq \frac{14}{4200} \cdot 40 \cdot 80$$

$$A_{sx \min} = 8.83 \geq 10.67 \quad [cm^2] \Rightarrow 4\phi 20$$

Pasó 7.- Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga eje 1

5. Cálculo del cortante actuante:

➤ En el apoyo:

$$\begin{aligned}
 V_1 &= 60183.01 \quad [kg] & v_{u1} &= 13.675 \quad [kg/cm^2] \\
 V_2 &= 82997.23 \quad [kg] & v_{u2} &= 23.35 \quad [kg/cm^2] \\
 V_3 &= 61771.39 \quad [kg] & v_{u3} &= 14.73 \quad [kg/cm^2] \\
 V_4 &= 82299.20 \quad [kg] & v_{u4} &= 23.64 \quad [kg/cm^2] \\
 V_5 &= 51241.88 \quad [kg] & v_{u5} &= 11.064 \quad [kg/cm^2]
 \end{aligned}$$

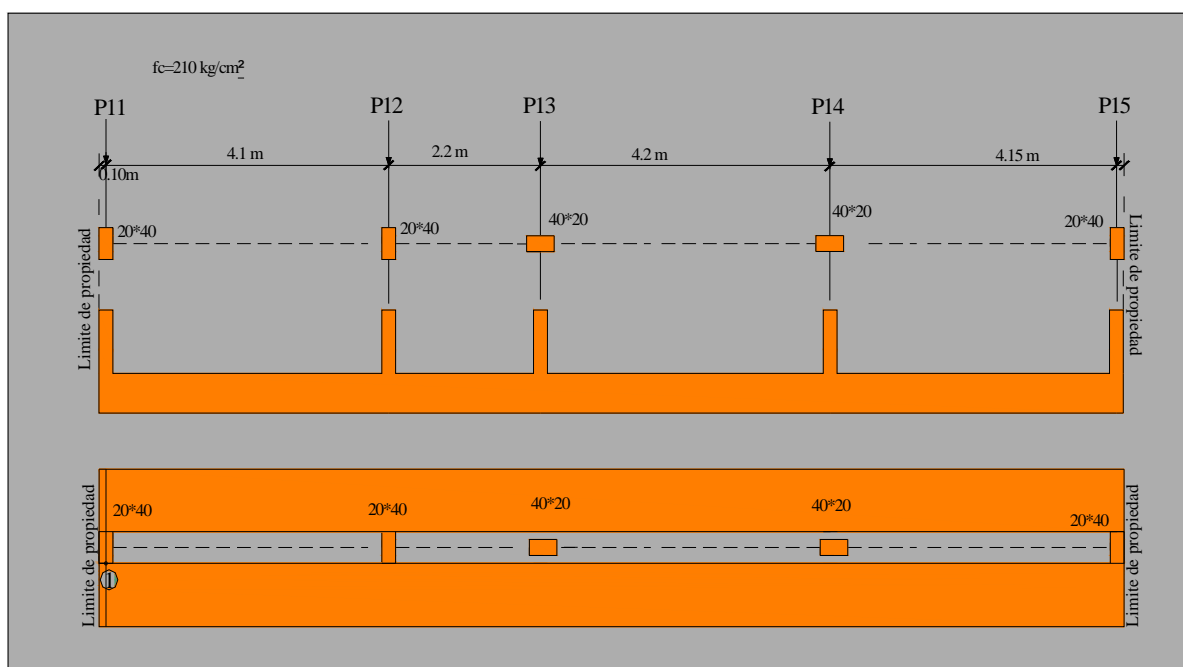
$$\begin{aligned}
 S_{ep1} &= \phi 8 \text{ c } / 21 \quad [cm] \\
 S_{ep2} &= \phi 10 \text{ c } / 12.5 \quad [cm] \\
 S_{ep3} &= \phi 8 \text{ c } / 18 \quad [cm] \\
 S_{ep4} &= \phi 10 \text{ c } / 12 \quad [cm] \\
 S_{ep5} &= \phi 8 \text{ c } / 37 \quad [cm]
 \end{aligned}$$



VIII. VIGAS DE FUNDACIÓN METODO ELÁSTICO (EJE 3-3)

Como se explico anteriormente (teoría) La diferencia entre el método rígido y el flexible reside solamente en el modelo matemático adoptado para la obtención de los esfuerzos en la viga, para hallar la distribución de la armadura y realizar las comprobaciones correspondientes. Siendo entonces los pasos anteriores a ese calculo idénticos al método rígido

Columnas = A3 – B3 – C3 – E3 – G3



Datos:

$$\begin{aligned}
 P_{11} &= 47.141 [tn] & P_{12} &= 74.076 [tn] & P_{13} &= 88.196 [tn] & P_{14} &= 80.836 [tn] & P_{15} &= 51.436 [tn] \\
 P_{11U} &= 58.634 [tn] & P_{12U} &= 93.868 [tn] & P_{13U} &= 112.549 [tn] & P_{14U} &= 103.457 [tn] & P_{15U} &= 64.143 [tn]
 \end{aligned}$$

Pasó1.-Dimensionamiento en planta

Determinar las cargas actuantes (R) y la ubicación de la resultante:

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = 47.141 + 74.076 + 88.196 + 80.836 + 51.436$$

$$R = 341.685 [tn]$$

$$R_u = \sum_{i=1}^n P_{ui} = 58.634 + 93.868 + 112.549 + 103.457 + 64.143$$

$$R_u = 432.651 [tn]$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_1 = 0 &\Leftrightarrow 74.076 \cdot (4.1) + 88.196 \cdot (6.3) + 80.836 \cdot (10.5) + 51.436 \cdot (14.65) = 341.685 \cdot X \\
 303.712 + 555.635 + 848.778 + 753.537 &= 341.685 \cdot X
 \end{aligned}$$

$$341.685 \cdot X = 2461.662$$

$$\Rightarrow X = 7.20 [m]$$



Luego se procede a calcular la distancia al centro de gravedad: $c.g. = \frac{14.65}{2} = 7.325 [m]$

Una vez determinadas las distancias determinar la excentricidad de carga de la viga de fundación.

$$e = 7.20 - 7.325$$

$$e = -0.125 [m]$$

$$q = \frac{\sum p}{b \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right]$$

$$q_{\max} = \frac{R}{b \cdot L} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right] \leq q_a$$

Despejando el valor de b se tendrá que:

$$b = \frac{R}{q_a \cdot L} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right] \quad \text{Como } L = 14.85 [m]$$

$$b = \frac{341.685 [tn]}{10 [tn/m^2] \cdot 14.85 [m]} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot 0.125}{14.85} \right] = 2.42 [m]$$

\Rightarrow Usar: $b = 2.42 [m]$ y $L = 14.85 [m]$

$$\frac{L}{6} = \frac{14.85}{6} = 2.475 [m]$$

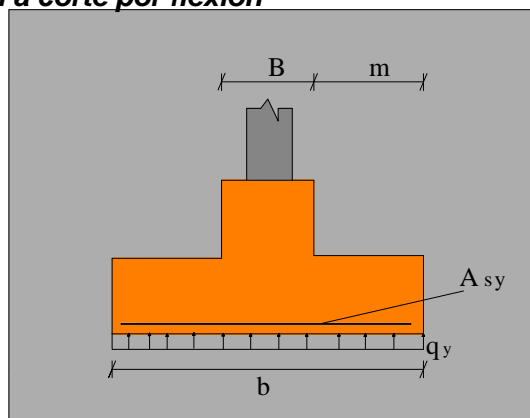
$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{CASO II}$$

Posteriormente calcular el valor de la presión neta última que la viga transmite al suelo q_u

$$q_u = \frac{R_u}{b \cdot L} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right] \Rightarrow \frac{432.651}{2.42 \cdot 14.85} \cdot \left[1 + \frac{6 \cdot 0.125}{14.85} \right] = 12.65 [tn/m^2] \Rightarrow 1.26 [kg/m^2]$$

Paso 2.- Dimensionamiento en elevación

➤ Verificación a corte por flexión





Para el dimensionamiento a corte por flexión primero hallar el valor de “ m ” donde el del nervio de la viga de fundación esta en función del ancho mayor de las columnas que descansan sobre el:

$$m = \frac{b - B}{2} = \frac{2.42 - 0.40}{2} = 1.01 \text{ [m]} \Leftrightarrow 101 \text{ [cm]}$$

Posteriormente determinar el valor de la presión última por unidad de longitud denotado por q_y
 $q_y = q_u \cdot 100 = 1.26 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \cdot 100 = 126 \text{ [kg/cm]} \text{ Metro de ancho (siempre)}$

Luego calcular la tensión cortante de diseño como se muestra a continuación:

$$v_u = \frac{V_y}{\phi \cdot b_1 \cdot d} = \frac{q_y \cdot (m - d)}{\phi \cdot b_1 \cdot d} \Leftrightarrow \text{Asumiendo } d = 20 \text{ [cm]}$$

$$v_u = \frac{126 \cdot (101 - 20)}{0.75 \cdot 100 \cdot 20} = 6.804 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida por el reglamento ACI 318-05 con la siguiente ecuación:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.53 \cdot \sqrt{210} = 7.68 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$v_u \leq v_c \quad \text{ok} \quad \checkmark$$

Entonces la altura mínima de diseño de la base de la viga de fundación es:

$$h_{\min} = d_{\min} + r_{zap} = 20 + 5 = 25 \text{ [cm]}$$

Pasó 3.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión

Calcular refuerzo de acero por flexión en la zapata

Obtenidas las dimensiones en planta de la fundación y el canto útil, se procede a calcular la armadura necesaria para resistir con el momento crítico obtenido:

$$M_x = q_y \cdot \frac{m^2}{2} = 126 \cdot \frac{101^2}{2} = 642663 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{sy} = \frac{M_x}{\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2)} \Leftrightarrow a = \frac{A_{sy} \cdot f_y}{0.85 f'_c B}$$

$$\phi_{flexion} = 0.9$$

$$A_{sy} = 8.97 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \phi 12c/12.5 \text{ [cm]} \text{ Acero por metro de ancho}$$

Finalmente se calculara el acero mínimo requerido con la siguiente ecuación:

$$A_{sy \min} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

$$A_{sy \min} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 25 = 4.5 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \phi 8c/11 \text{ [cm]}$$



Pasó 4.- Verificación por adherencia

La norma ACI 318-05 como se explica en Anexo C condiciona que la longitud de desarrollo para barras corrugadas l_d , se debe calcular a partir de la siguiente ecuación pero no debe ser menor a 30 cm. ($l_d \geq 30[cm]$).

$$m - r \geq ld \Rightarrow 101 - 5 \geq ld$$

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b$$

Donde:

$\psi_t = 1$, para todos los casos de zapatas con espesor menor a 30 cm.

$\psi_e = 1$, cuando se utiliza barras no recubiertas, usadas actualmente.

$\psi_s = 0.8$, para diámetros hasta 20 mm.

$\psi_s = 1$, para diámetros mayores a 20 mm.

$\lambda = 1$, concreto normal.

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = 2.5 \quad (2.5 \text{ es el máximo valor que puede tener la expresión})$$

d_b = Diámetro nominal de la barra de acero.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero.

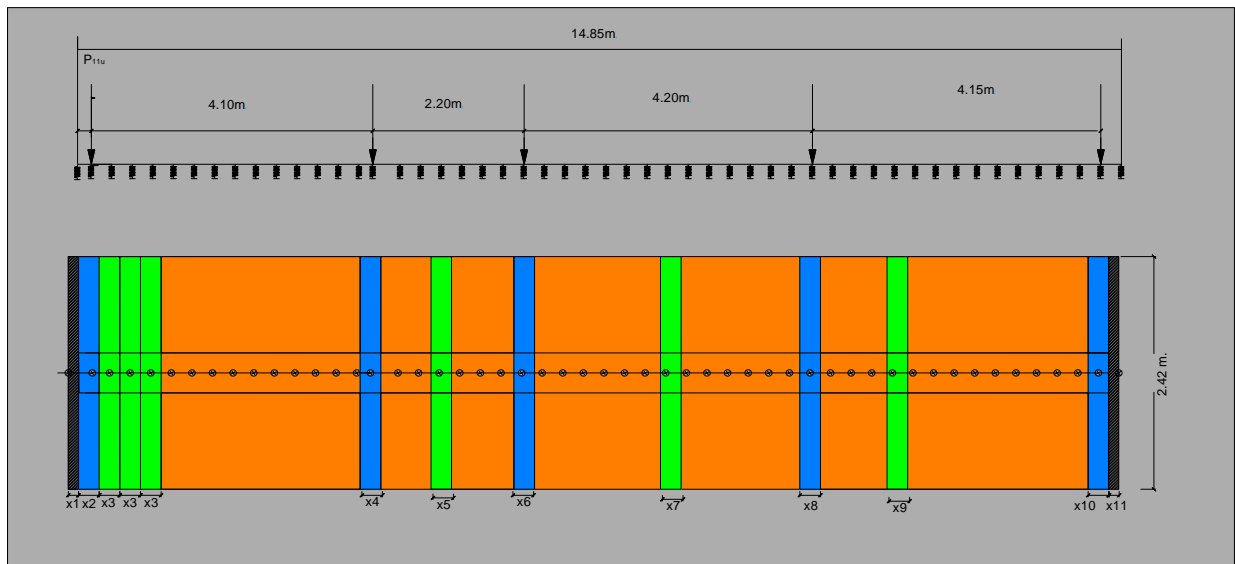
f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

Remplazando se tendrá que:

$$l_d = \frac{f_y}{3.5\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \lambda}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b = 33.46[cm] \Rightarrow 96 \geq 31.798 \text{ ok}$$

Pasó 5.- Análisis de esfuerzos en la viga

Asumir "D" \Rightarrow canto útil viga $D = 80[cm]$





$$k = 2.2 \left[\text{kg} / \text{cm}^3 \right] \Rightarrow 2200000 \left[\text{kg} / \text{m}^3 \right]$$

Elemento unidimensional (viga) 1 se dividió en 41 secciones de 0.10[m]

Elemento unidimensional (viga) 2 se dividió en 11 secciones de 0.20[m]

Elemento unidimensional (viga) 3 se dividió en 21 secciones de 0.20[m]

Elemento unidimensional (viga) 4 se dividió en 41 secciones de 0.10[m]

$$k_1 = k \cdot b \cdot x_1$$

Determinación de k_1

$$k_1 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot \left(\frac{0.10}{2} \right) = 266200 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_2 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot \left(\frac{0.10}{2} + \frac{0.10}{2} \right) = 532400 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_3 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot (0.10) = 532400 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_4 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot \left(\frac{0.10}{2} + \frac{0.20}{2} \right) = 798600 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_5 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot (0.20) = 1064800 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_6 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot \left(\frac{0.20}{2} + \frac{0.20}{2} \right) = 1064800 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_7 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot (0.20) = 1064800 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_8 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot \left(\frac{0.20}{2} + \frac{0.10}{2} \right) = 798600 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_9 = 2200000 \cdot 2.42 \cdot (0.10) = 532400 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

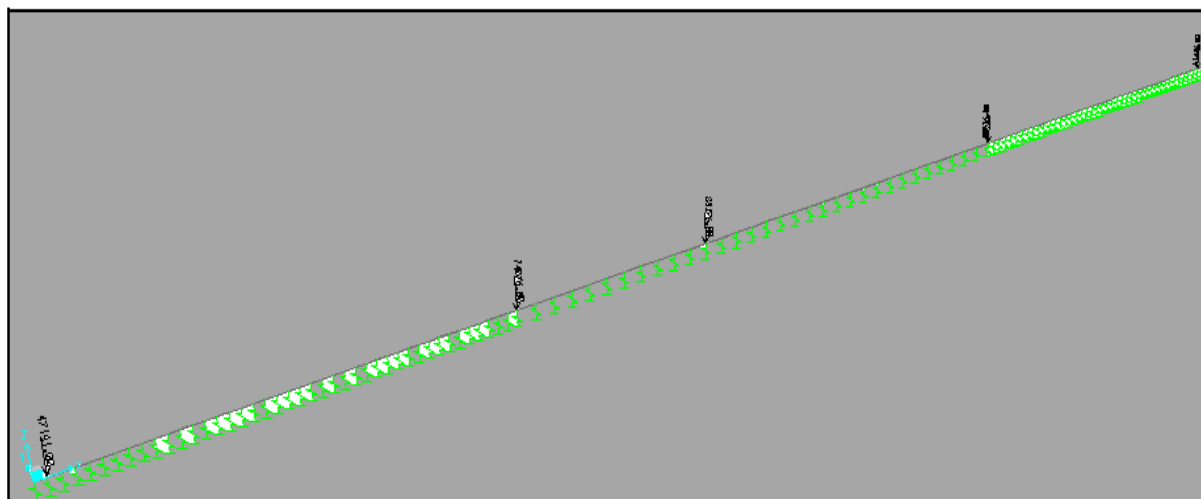
$$k_{10} = 2200000 \cdot 2.42 \cdot \left(\frac{0.10}{2} + \frac{0.10}{2} \right) = 532400 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

$$k_{11} = 2200000 \cdot 2.42 \cdot \left(\frac{0.10}{2} \right) = 266200 \left[\text{kg} / \text{m} \right]$$

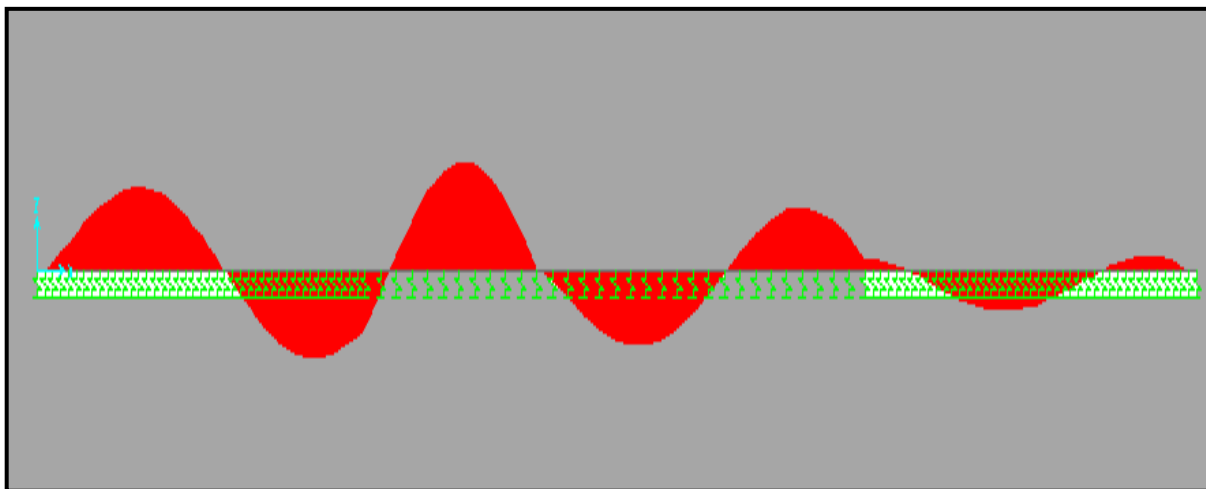
Una vez calculadas las constantes de los elementos elásticos se introduce al programa "SAP-2000" dichos datos, del cuál se obtienen los esfuerzos de cortante y momentos como se muestra a continuación.



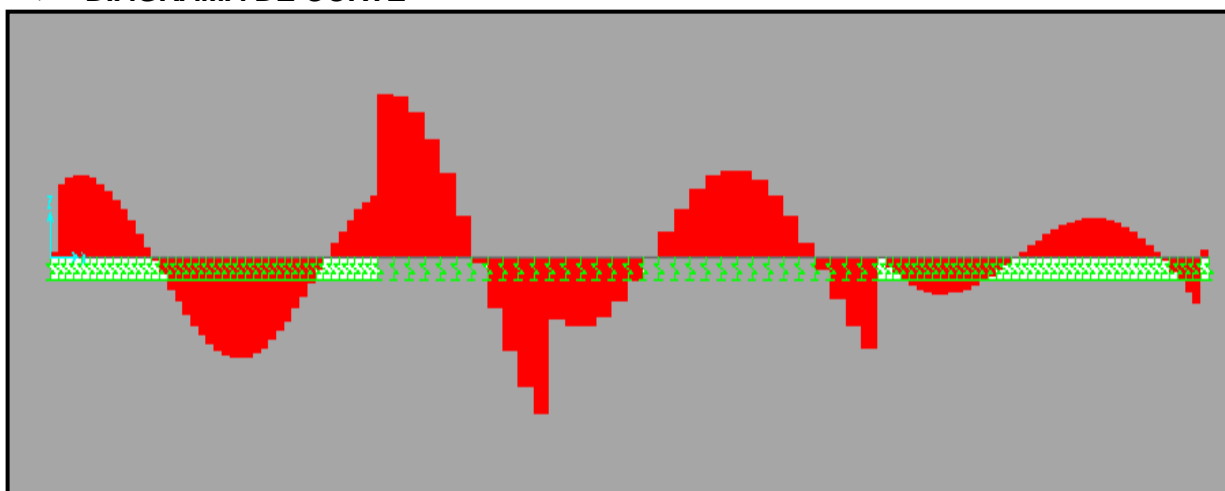
➤ **ESFUERZOS ACTUANTES**



➤ **DIAGRAMA DE MOMENTO**



➤ **DIAGRAMA DE CORTE**





Paso 6.- Cálculo del refuerzo de acero por flexión en la viga

$$D = 80 \text{ [cm]}$$

$$B = 40 \text{ [cm]}$$

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$M_1 = 49097 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s1\min} = 0.1 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$M_2 = 5467204 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s2} = 18.47 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 6\phi 20$$

$$M_3 = 5720010 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s3} = 20.45 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20 + 2\phi 25$$

$$M_4 = 1574794 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s4\min} = 5.30 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$M_5 = 7079606 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s5} = 25.87 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20 + 3\phi 25$$

$$M_6 = 4893948 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s6} = 17.28 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20 + 3\phi 16$$

$$M_7 = 4150441 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s7} = 14.50 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 3\phi 25 + 2\phi 16$$

$$M_8 = 2164455 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s8\min} = 7.36 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$M_9 = 49097 \text{ [kg} \cdot \text{cm]} \quad A_{s9\min} = 0.1 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

$$A_{sx\min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \geq \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{sx\min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{210}}{4200} \cdot 40 \cdot 80 \geq \frac{14}{4200} \cdot 40 \cdot 80$$

$$A_{sx\min} = 8.83 \geq 10.67 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 4\phi 20$$

Pasó 7.- Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga

6. Cálculo del cortante actuante:

➤ En el apoyo:

$$V_1 = 56701.23 \text{ [kg]}$$

$$V_2 = 125935.52 \text{ [kg]}$$

$$V_3 = 54434.497 \text{ [kg]}$$

$$V_4 = 71672.7 \text{ [kg]}$$

$$V_5 = 37222.61 \text{ [kg]}$$

➤ A una distancia "D" del apoyo:

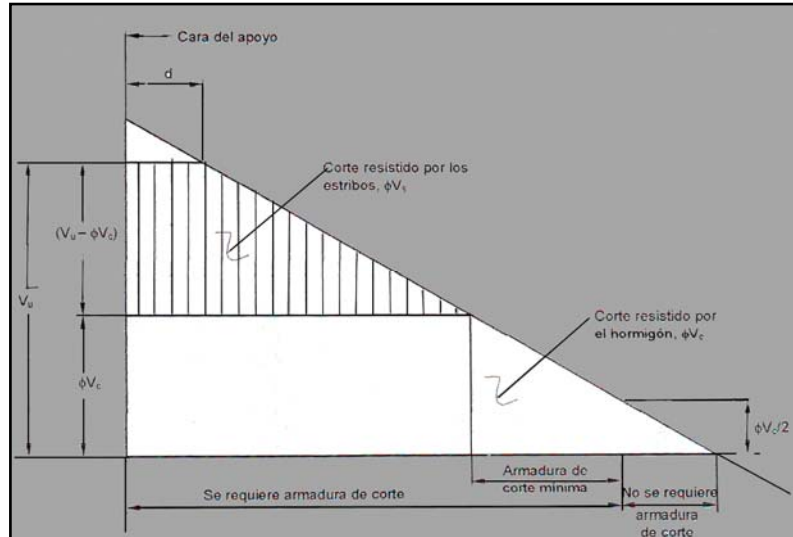
$$V_1 = V_1 - W \cdot D = 56701.23 - 30606.2 \cdot (0.80) = 32216.27 \text{ [kg]}$$

$$V_2 = V_2 - W \cdot D = 125935.52 - 29773.86 \cdot (0.80) = 102116.43 \text{ [kg]}$$

$$V_3 = V_3 - W \cdot D = 54434.497 - 29337.88 \cdot (0.80) = 30964.193 \text{ [kg]}$$

$$V_4 = V_4 - W \cdot D = 71672.7 - 28505.54 \cdot (0.80) = 58861.578 \text{ [kg]}$$

$$V_5 = V_5 - W \cdot D = 37222.61 - 27663.29 \cdot (0.80) = 15091.978 \text{ [kg]}$$



7. esfuerzo admisible de corte:

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} = 7.68 \text{ [kg]}$$

$$v_c \geq v_u \Rightarrow \phi 8 \text{ c/D/2 o } 60 \text{ [cm]}$$

$v_c < v_u \Rightarrow$ Calcular la separación de estribos con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{(v_u - v_c) \cdot B} \Rightarrow \frac{\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot f_y}{(v_u - v_c) \cdot B} \text{ donde } \Rightarrow v_u \text{ es a una distancia } D \text{ del apoyo}$$

$$v_{u1} = 13.42 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep1} = \phi 8 \text{ c/22 [cm]}$$

$$v_{u2} = 42.548 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep2} = \phi 10 \text{ c/8 [cm]}$$

$$v_{u3} = 12.9 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep3} = \phi 8 \text{ c/24 [cm]}$$

$$v_{u4} = 20.36 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep4} = \phi 10 \text{ c/15.5 [cm]}$$

$$v_{u5} = 6.3 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_{ep5} = \phi 8 \text{ c/40 [cm]}$$

**Paso 8.- Planilla de aceros**

Posicion	Diam.	Cantidad			espac.	Longitudes		Peso		Longitudes					
		Unitaria	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f
Viga EJE 7-7															
1	12	123	1	123	12,00	2,60	319,80	0,89	284,62	2,6					
2	8	24	1	24	9,00	14,75	354,00	0,4	141,60	14,75					
3	10	2	1	2	-	14,75	29,50	0,62	18,29	14,75					
4	20	4	1	4	-	1,68	6,72	2,47	16,60	1,44	0,24				
5	20	4	1	4	-	15,23	60,92	2,47	150,47	14,75	0,24	0,24			
6	16	3	1	3	-	3,42	10,26	1,58	16,21	3,42					
7	25	4	1	4	-	2,15	8,60	3,85	33,11	2,15					
8	20	4	1	4	-	2,20	8,80	2,47	21,74	2,20					
9	25	3	1	3	-	2,82	8,46	3,85	32,57	2,82					
10	20	3	1	3	-	1,80	5,40	2,47	13,34	1,8					
11	16	3	1	3	-	3,47	10,41	0,4	4,16	3,47					
12	20	4	1	4	-	1,69	6,76	2,47	16,70	1,45	0,24				
13	12	2	1	2	-	1,42	2,84	0,89	2,53	1,42					
14	12	2	1	2		0,80	1,60	0,89	1,42	0,8					
15	12	2	1	2	-	1,45	2,90	0,89	2,58	1,45					
16	12	2	1	2	-	1,45	2,90	0,89	2,58	1,45					
17	8	6	1	6	22,00	2,10	12,60	0,4	5,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
18	8	2	1	2	38,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
19	10	14	1	14	13,00	2,10	29,40	0,62	18,23	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
20	8	5	1	5	40,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
21	8	8	1	8	17,00	2,10	16,80	0,4	6,72	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
22	8	5	1	5	40,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
23	10	3	1	3	13,00	2,10	6,30	0,62	3,91	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
24	10	20	1	20	10,00	2,10	42,00	0,62	26,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
25	8	2	1	2	45,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
26	8	6	1	6	17,00	2,10	12,60	0,4	5,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
Viga EJE 6-6															
1	12	184	1	184	8,00	2,95	542,80	0,89	483,09	2,95					
2	8	28	1	28	9,00	14,75	413,00	0,4	165,20	14,75					
3	10	2	1	2	-	14,75	29,50	0,62	18,29	14,75					
4	20	4	1	4	-	1,68	6,72	2,47	16,60	1,44	0,24				
5	20	4	1	4	-	15,23	60,92	2,47	150,47	14,75	0,24	0,24			
6	25	2	1	2	-	3,42	6,84	3,85	26,33	3,42					
7	20	4	1	4	-	2,15	8,60	2,47	21,24	2,15					
8	16	3	1	3	-	1,38	4,14	1,58	6,54	1,38					
9	20	4	1	4	-	2,16	8,64	2,47	21,34	2,16					
10	25	3	1	3	-	2,95	8,85	3,85	34,07	2,95					
11	20	3	1	3	-	1,95	5,85	0,4	2,34	1,95					
12	16	3	1	3	-	3,40	10,20	1,58	16,12	3,40					
13	20	4	1	4	-	1,66	6,64	2,47	16,40	1,42	0,24				
14	12	2	1	2		1,42	2,84	0,89	2,53	1,42					
15	12	2	1	2	-	0,80	1,60	0,89	1,42	0,80					
16	12	2	1	2	-	1,43	2,86	0,89	2,55	1,43					
17	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40					
18	8	7	1	7	18,00	2,10	14,70	0,4	5,88	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05



19	8	2	1	2	33,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
20	10	18	1	18	11,00	2,10	37,80	0,62	23,44	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
21	8	5	1	5	38,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
22	8	10	1	10	14,00	2,10	21,00	0,4	8,40	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
23	8	2	1	2	31,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
24	10	17	1	17	11,00	2,10	35,70	0,62	22,13	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
25	10	22	1	22	9,00	2,10	46,20	0,62	28,64	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
26	8	4	1	4	25,00	2,10	8,40	0,4	3,36	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
27	8	6	1	6	21,00	1,80	10,80	0,4	4,32	0,15	0,55	0,3	0,7	0,05	0,05
Viga EJE 3-3															
1	12	118	1	118	10,00	2,32	273,76	0,89	243,65	2,32					
2	8	18	1	18	13,00	14,75	265,50	0,4	106,20	14,75					
3	10	2	1	2	-	14,75	29,50	0,62	18,29	14,75					
4	20	4	1	4	-	1,68	6,72	2,47	16,60	1,44	0,24				
5	20	4	1	4	-	15,23	60,92	2,47	150,47	14,75	0,24	0,24			
6	20	2	1	2	-	3,42	6,84	2,47	16,89	3,42					
7	20	4	1	4	-	2,12	8,48	2,47	20,95	2,12					
8	25	2	1	2	-	1,36	2,72	3,85	10,47	1,36					
9	20	4	1	4	-	2,82	11,28	2,47	27,86	2,82					
10	20	3	1	3	-	1,55	4,65	2,47	11,49	1,55					
11	16	3	1	3	-	5,10	15,30	0,4	6,12	5,10					
12	25	3	1	3	-	2,92	8,76	0,4	3,50	2,92					
13	16	2	1	2	-	1,93	3,86	0,4	1,54	1,93					
14	20	4	1	4	-	1,69	6,76	2,47	16,70	1,45	0,24				
15	12	2	1	2	-	1,42	2,84	0,89	2,53	1,42					
16	12	2	1	2		0,74	1,48	0,89	1,32	0,74					
17	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40					
18	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40					
19	8	7	1	7	22,00	2,10	14,70	0,4	5,88	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
20	8	6	1	6	40,00	2,10	12,60	0,4	5,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
21	10	17	1	17	8,00	2,10	35,70	0,62	22,13	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
22	8	2	1	2	27,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
23	8	5	1	5	24,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
25	8	2	1	2	40,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
25	8	12	1	12	15,00	2,10	25,20	0,4	10,08	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
26	8	10	1	10	38,00	2,10	21,00	0,4	8,40	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
Viga EJE 2-2															
1	12	164	1	164	10,50	3,20	524,80	0,89	467,07	3,2					
2	8	22	1	22	13,00	14,75	324,50	0,4	129,80	14,75					
3	10	2	1	2	-	14,75	29,50	0,62	18,29	14,75					
4	20	4	1	4	-	1,68	6,72	2,47	16,60	1,44	0,24				
5	20	4	1	4	-	15,23	60,92	2,47	150,47	14,75	0,24	0,24			
6	25	2	1	2	-	3,42	6,84	3,85	26,33	3,42					
7	20	4	1	4	-	2,12	8,48	2,47	20,95	2,12					
8	25	2	1	2	-	1,36	2,72	3,85	10,47	1,36					
9	16	3	1	3	-	2,28	6,84	1,58	10,81	2,28					
10	20	2	1	2	-	1,55	3,10	2,47	7,66	1,55					
11	25	3	1	3	-	2,92	8,76	3,85	33,73	2,92					
12	25	3	1	3	-	1,93	5,79	3,85	22,29	1,93					
13	25	2	1	2	-	4,35	8,70	0,4	3,48	4,35					

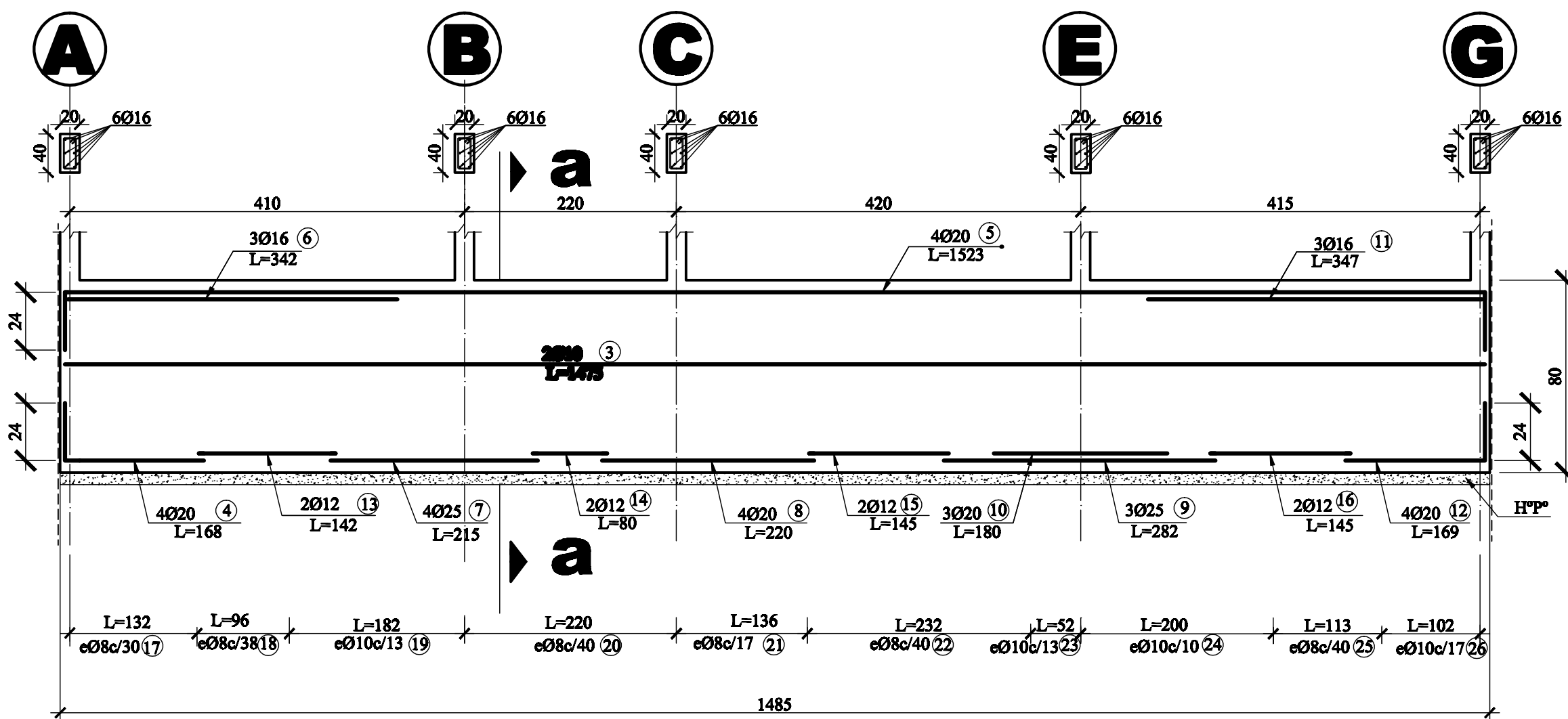


14	20	2	1	2	-	1,66	3,32	2,47	8,20	1,42	0,24				
15	12	2	1	2		1,42	2,84	0,89	2,53	1,42					
16	12	2	1	2	-	0,74	1,48	0,89	1,32	0,74					
17	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40					
18	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40					
19	8	8	1	8	16,00	2,10	16,80	0,4	6,72	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
20	8	2	1	2	36,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
21	10	19	1	19	10,00	2,10	39,90	0,62	24,74	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
22	8	5	1	5	38,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
23	8	12	1	12	12,00	2,10	25,20	0,4	10,08	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
24	8	2	1	2	23,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
25	10	19	1	19	10,00	2,10	39,90	0,62	24,74	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
26	10	25	1	25	8,00	2,10	52,50	0,62	32,55	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
27	8	2	1	2	29,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
28	8	7	1	7	18,00	1,80	12,60	0,4	5,04	0,15	0,55	0,3	0,7	0,05	0,05
Viga EJE 1-1															
1	12	164	1	164	10,00	2,62	429,68	0,89	382,42	2,62					
2	8	20	1	20	13,00	14,75	295,00	0,4	118,00	14,75					
3	10	2	1	2	-	14,75	29,50	0,62	18,29	14,75					
4	20	4	1	4	-	1,68	6,72	2,47	16,60	1,44	0,24				
5	20	4	1	4	-	15,23	60,92	2,47	150,47	14,75	0,24	0,24			
6	16	3	1	3	-	3,42	10,26	1,58	16,21	3,42					
7	25	3	1	3	-	2,15	6,45	3,85	24,83	2,15					
8	20	4	1	4	-	2,20	8,80	2,47	21,74	2,20					
9	25	3	1	3	-	2,82	8,46	3,85	32,57	2,82					
10	20	2	1	2	-	1,80	3,60	2,47	8,89	1,8					
11	16	2	1	2	-	3,47	6,94	0,4	2,78	3,47					
12	20	4	1	4	-	1,69	6,76	2,47	16,70	1,45	0,24				
13	12	2	1	2	-	1,42	2,84	0,89	2,53	1,42					
14	12	2	1	2		0,80	1,60	0,89	1,42	0,8					
15	12	2	1	2	-	1,45	2,90	0,89	2,58	1,45					
16	12	2	1	2	-	1,45	2,90	0,89	2,58	1,45					
17	8	6	1	6	21,00	2,10	12,60	0,4	5,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
18	8	2	1	2	42,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
19	10	15	1	15	12,00	2,10	31,50	0,62	19,53	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
20	8	5	1	5	40,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
21	8	7	1	7	18,00	2,10	14,70	0,4	5,88	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
22	8	2	1	2	45,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
23	10	13	1	13	14,00	2,10	27,30	0,62	16,93	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
24	10	17	1	17	12,00	2,10	35,70	0,62	22,13	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
25	8	2	1	2	40,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05
26	8	3	1	3	37,00	2,10	6,30	0,4	2,52	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05

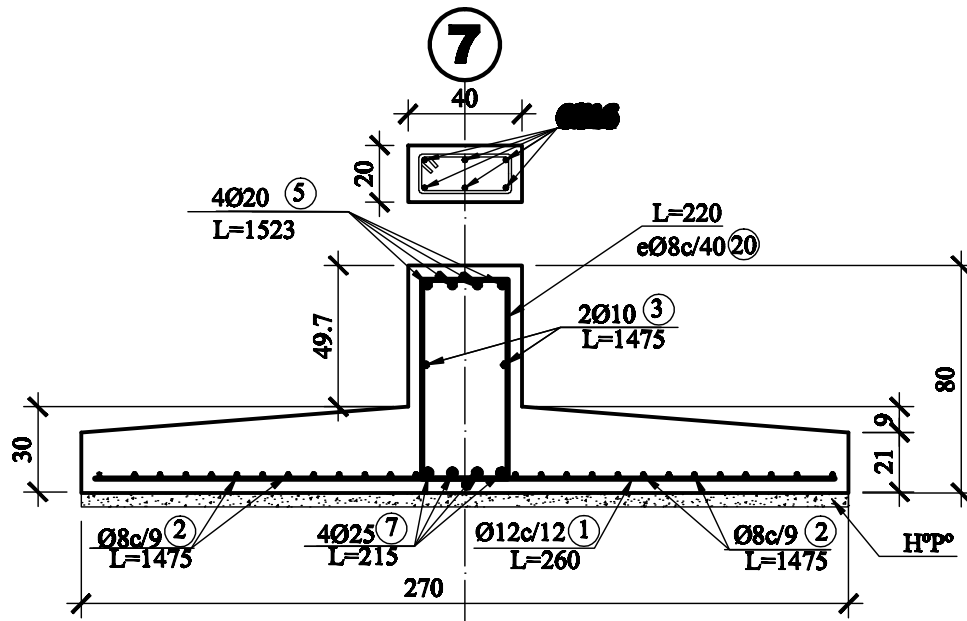
RESUMEN

Diametros (mm)	10	12	16	20	25	
Peso unitario (kg/m)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85	
Longitud (m)	607,4	2141,26	78,21	460,96	91,95	
N° de barras	51	178	7	38	8	Total Peso (Kg)
Peso (kg)	376,588	1905,7214	123,5718	1138,57	354,0075	3898,4599

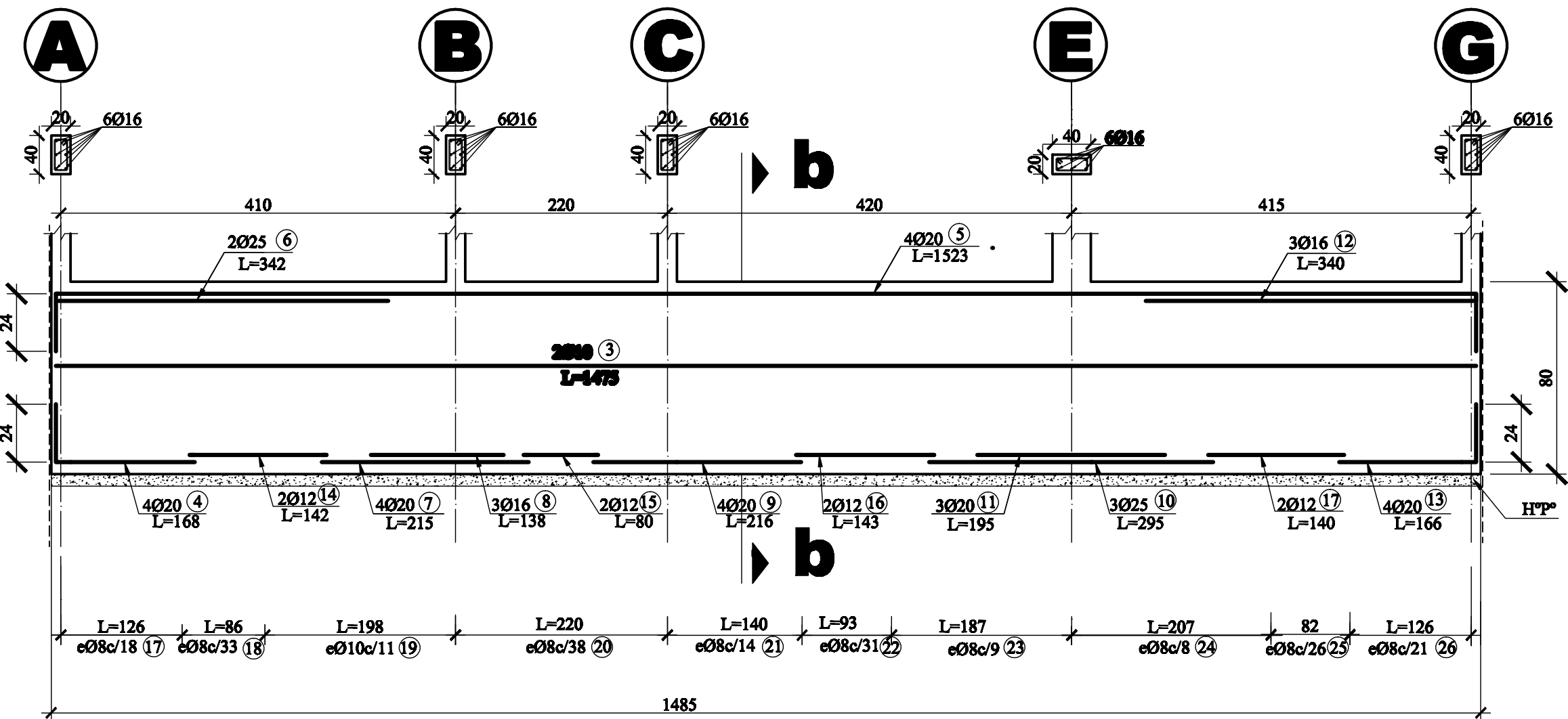
VIGA DE FUNDACIÓN(EJE 7) Esc. Vec. 1:20 : Esc. Eje. 1:20



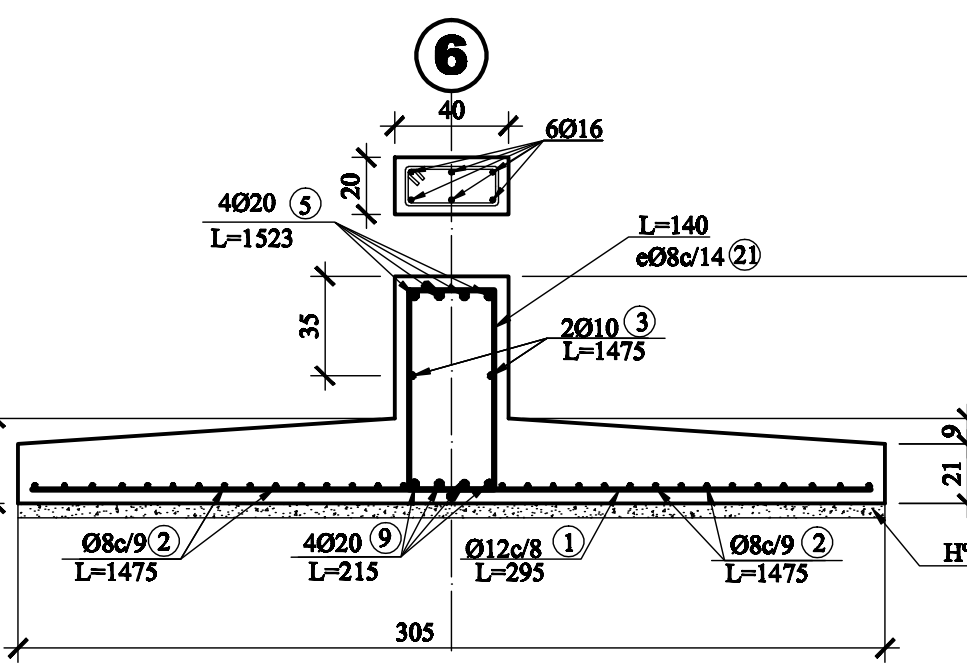
CORTE a-a Esc. 1:25



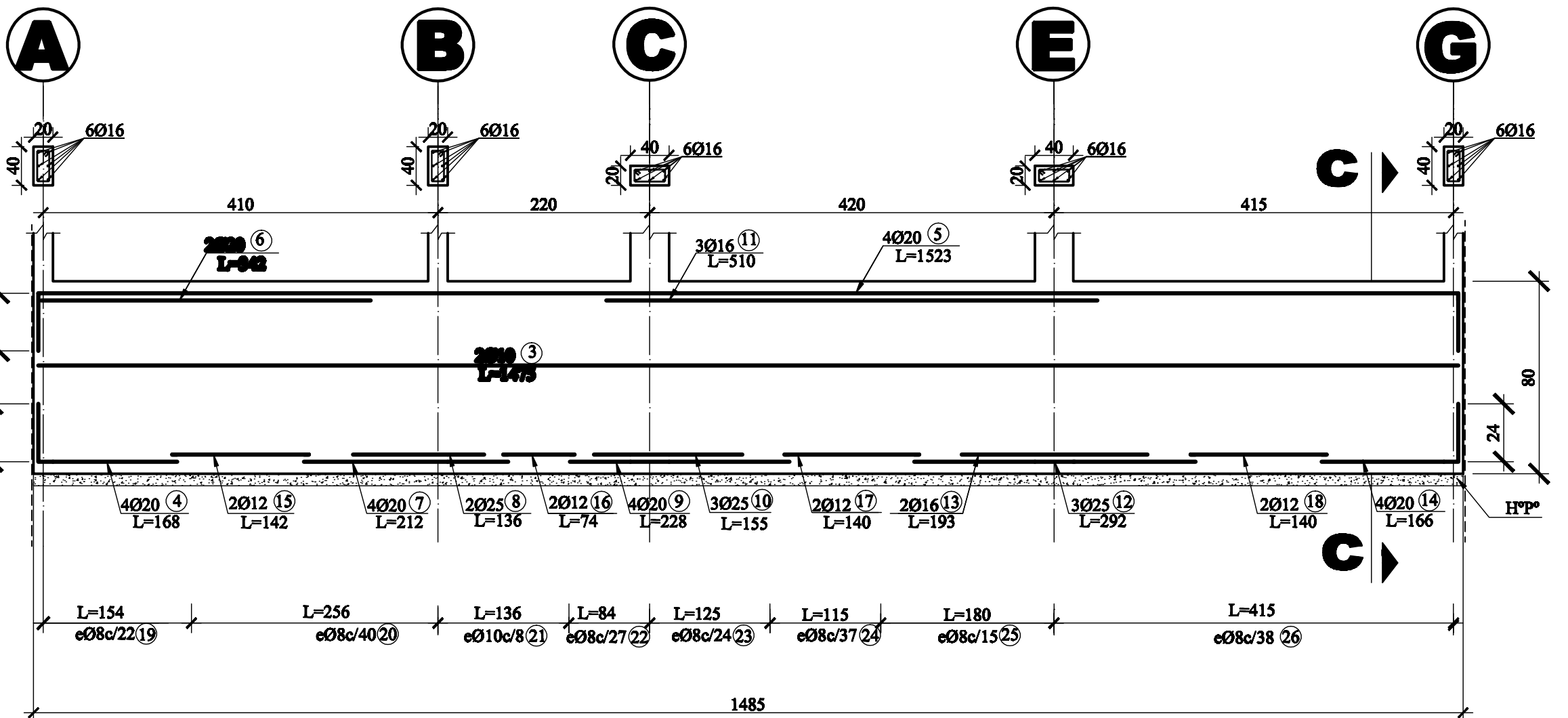
VIGA DE FUNDACIÓN(EJE 6) Esc. Vec. 1:20 : Esc. Eje. 1:20



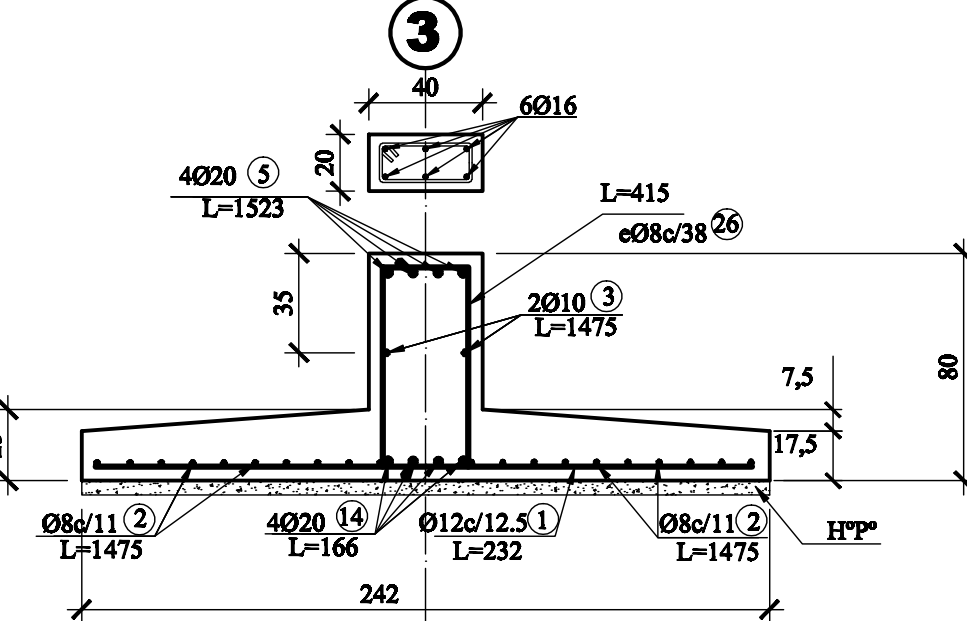
CORTE b-b Esc. 1:25



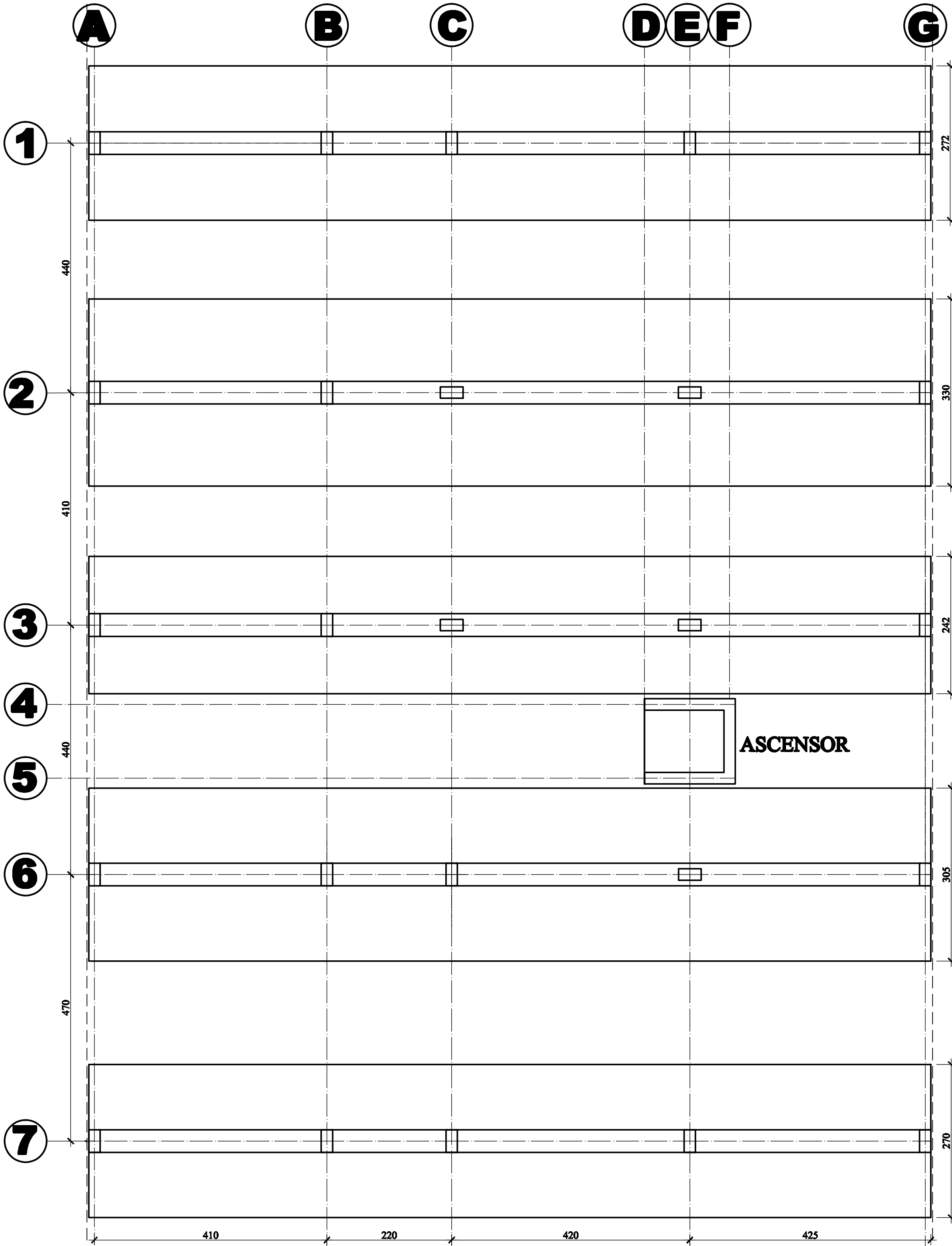
VIGA DE FUNDACIÓN(EJE 3) Esc. Vec. 1:20 : Esc. Eje. 1:20




CORTE c-c Esc. 1:25



PLANTA DE FUNDACIÓN Esc. 1:20



NOTAS GENERALES	
Norma de diseño:	Columnas: ACI318-05 Fundaciones: ACI318-05
Resistencia admisible del suelo:	$q_a = 1.0 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
Resistencia de los materiales:	Hormigón: $f_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$ Acero: $f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$
Tamaño máximo de agregado:	40[mm]
Carpeta de hormigón pobre: H ^o P ^o	5-10[cm]
Recubrimientos:	Fundaciones: 5[cm] Columnas: 2.5[cm]
Unidades de acotación:	cm



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

FUNDACIONES I

ANEXO F
DISEÑO DE
VIAS DE FUNDACIÓN

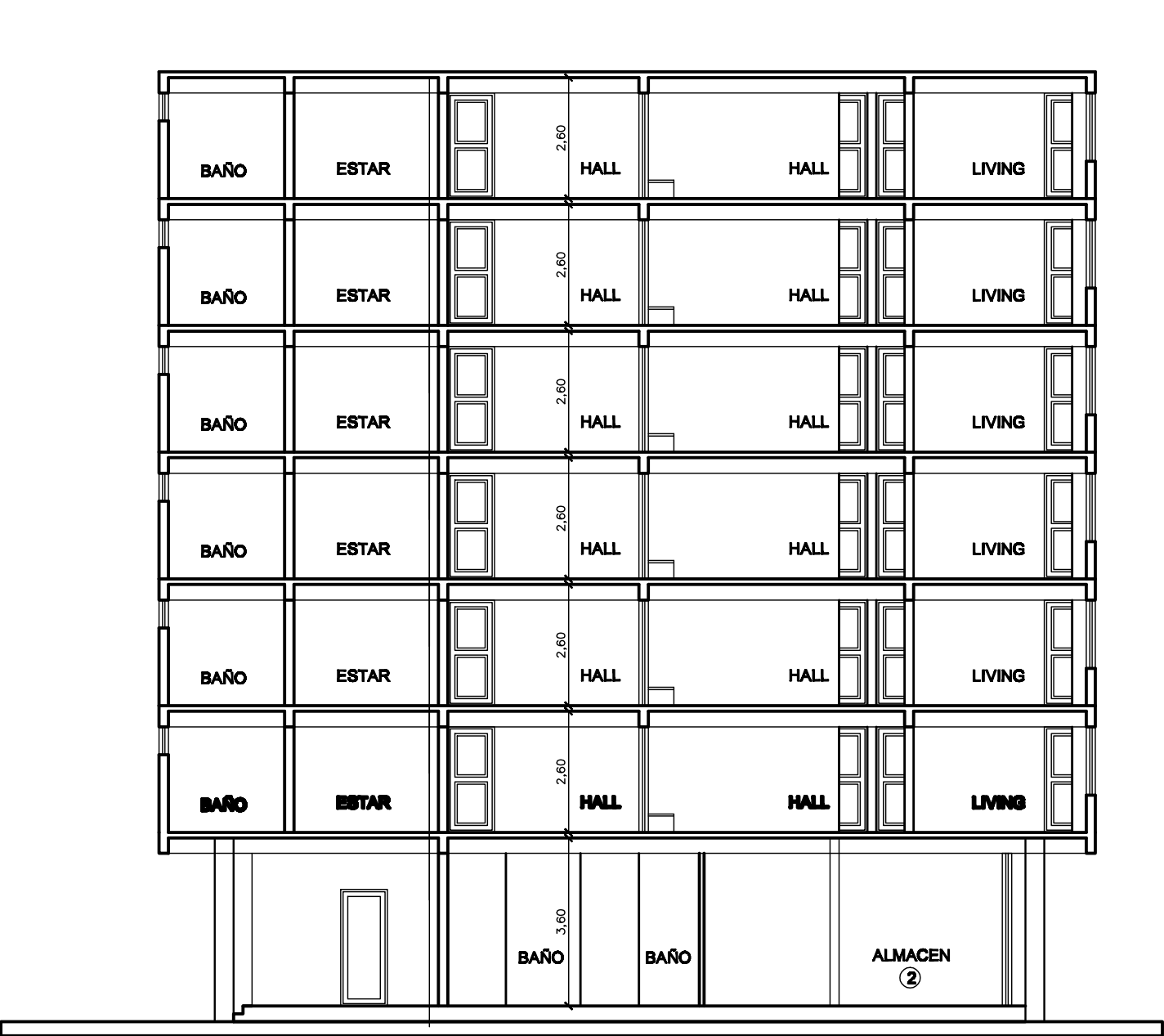
CALCULADO POR:
CAMACHO TORRICO LISBETH C.
SEMPERTEGUI TAPIA GABRIELA

ESCALA:
INDICADA

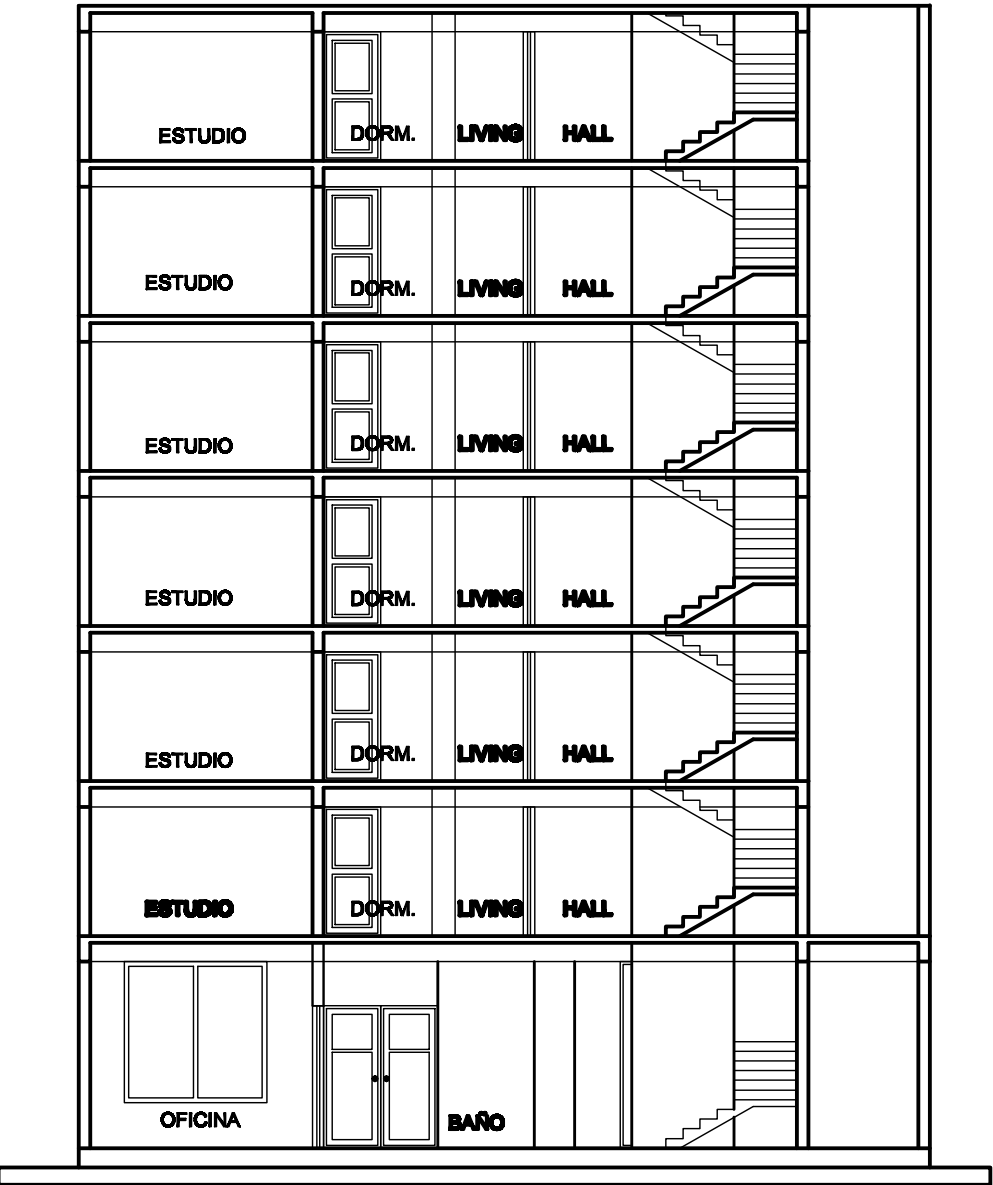
LAMINA:
1/2

TUTOR:
ING. MSC. MARTIN DUCHEN AYALA

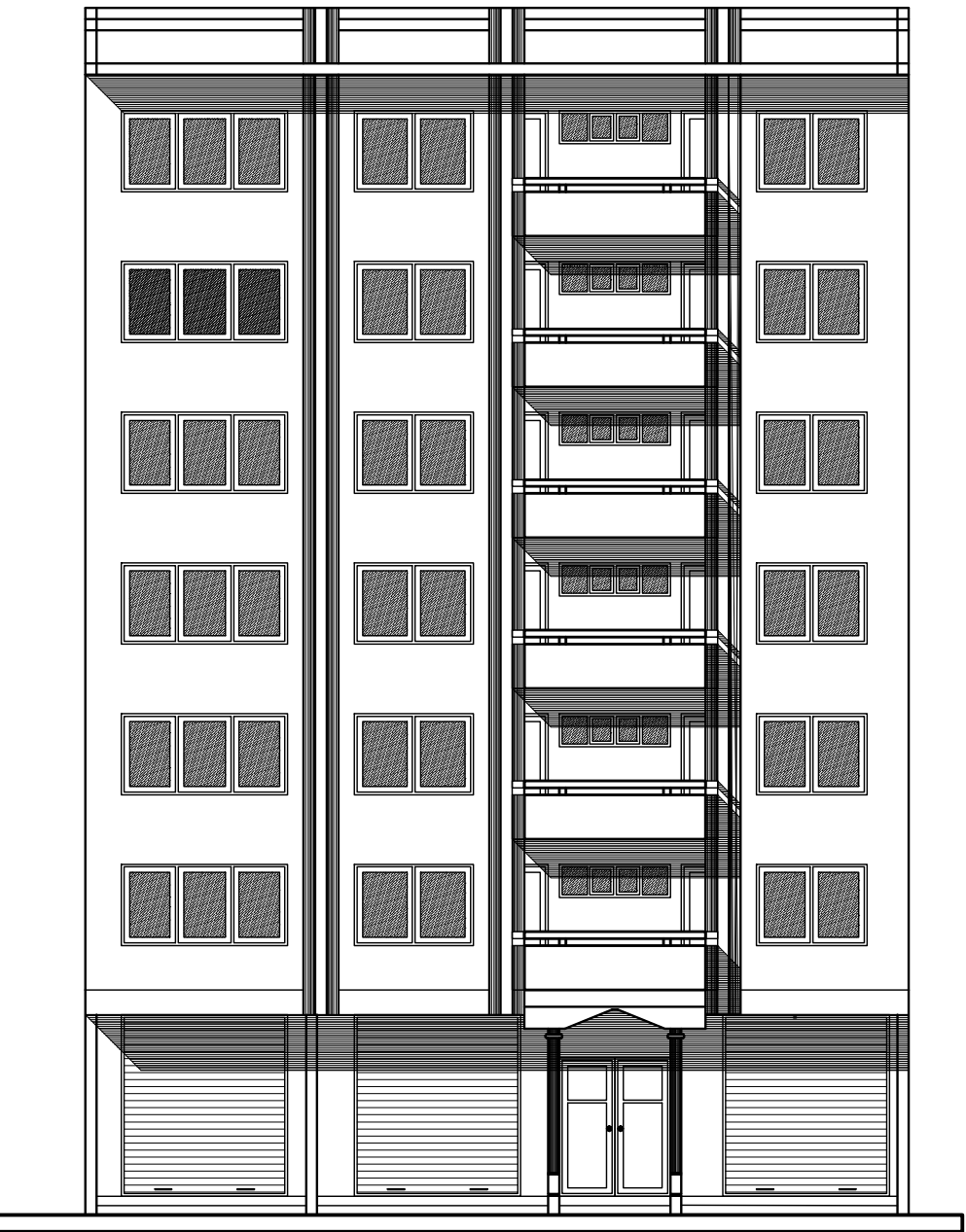
FECHA:
ABRIL-2009



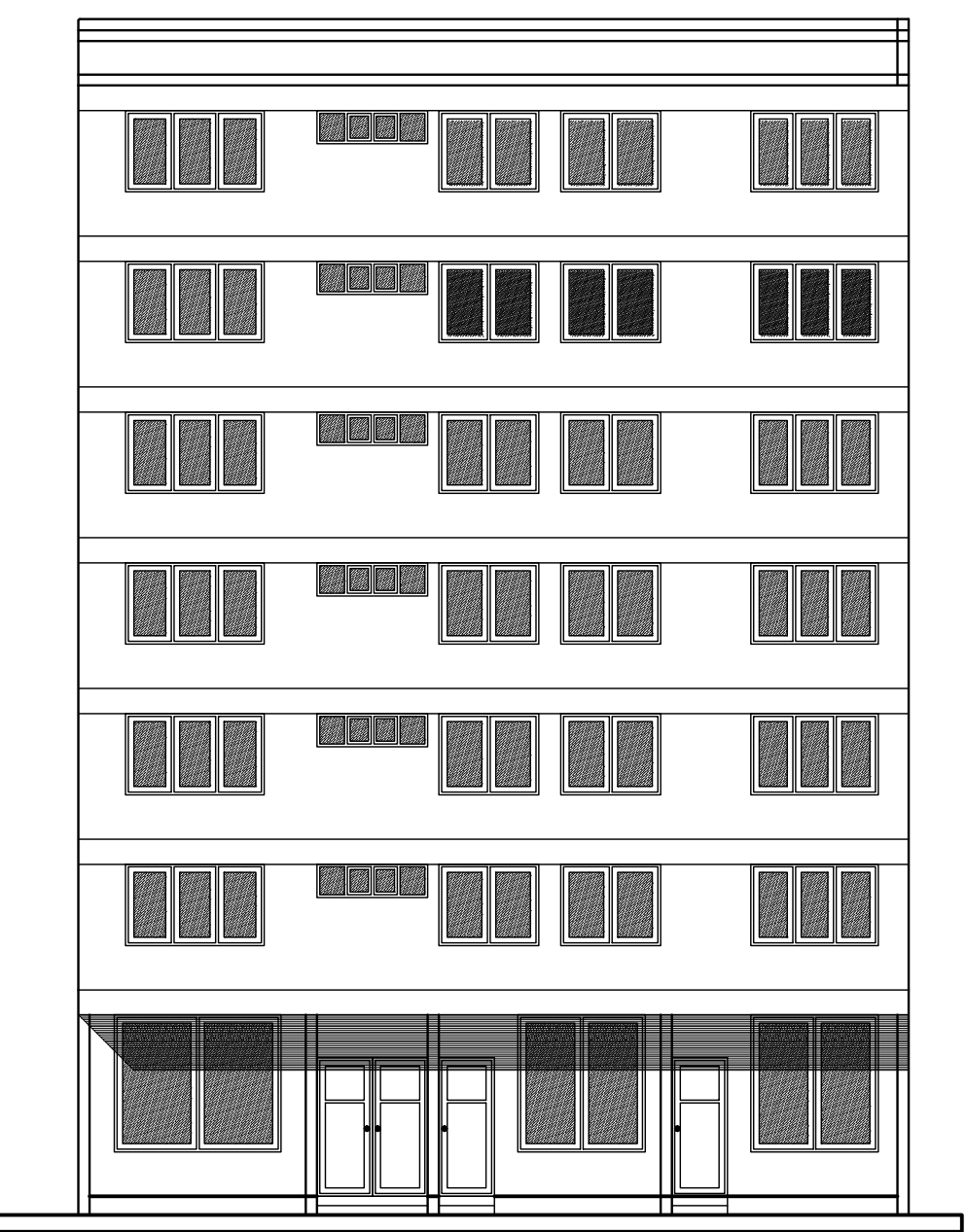
CORTE A-A'



CORTE B-B'

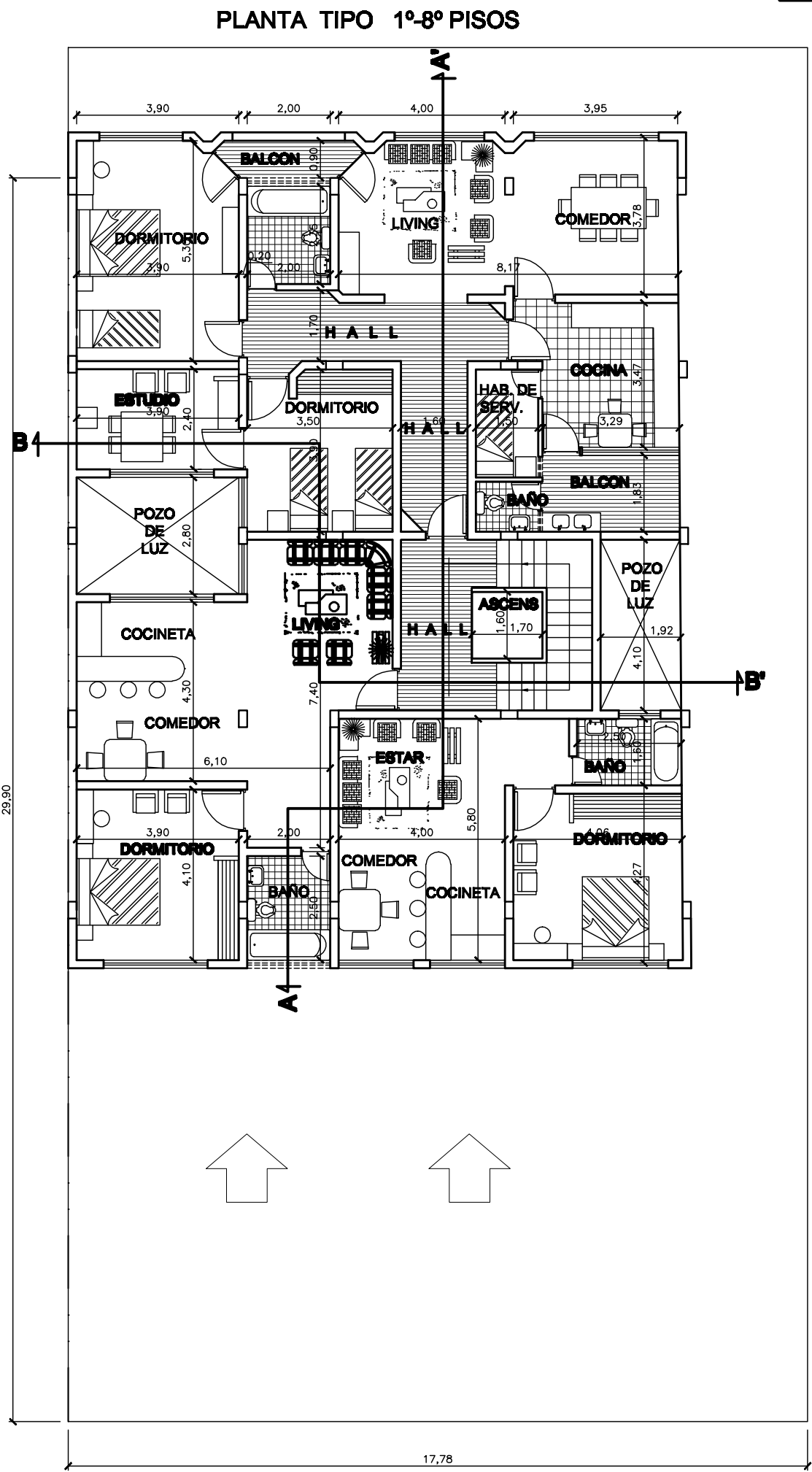
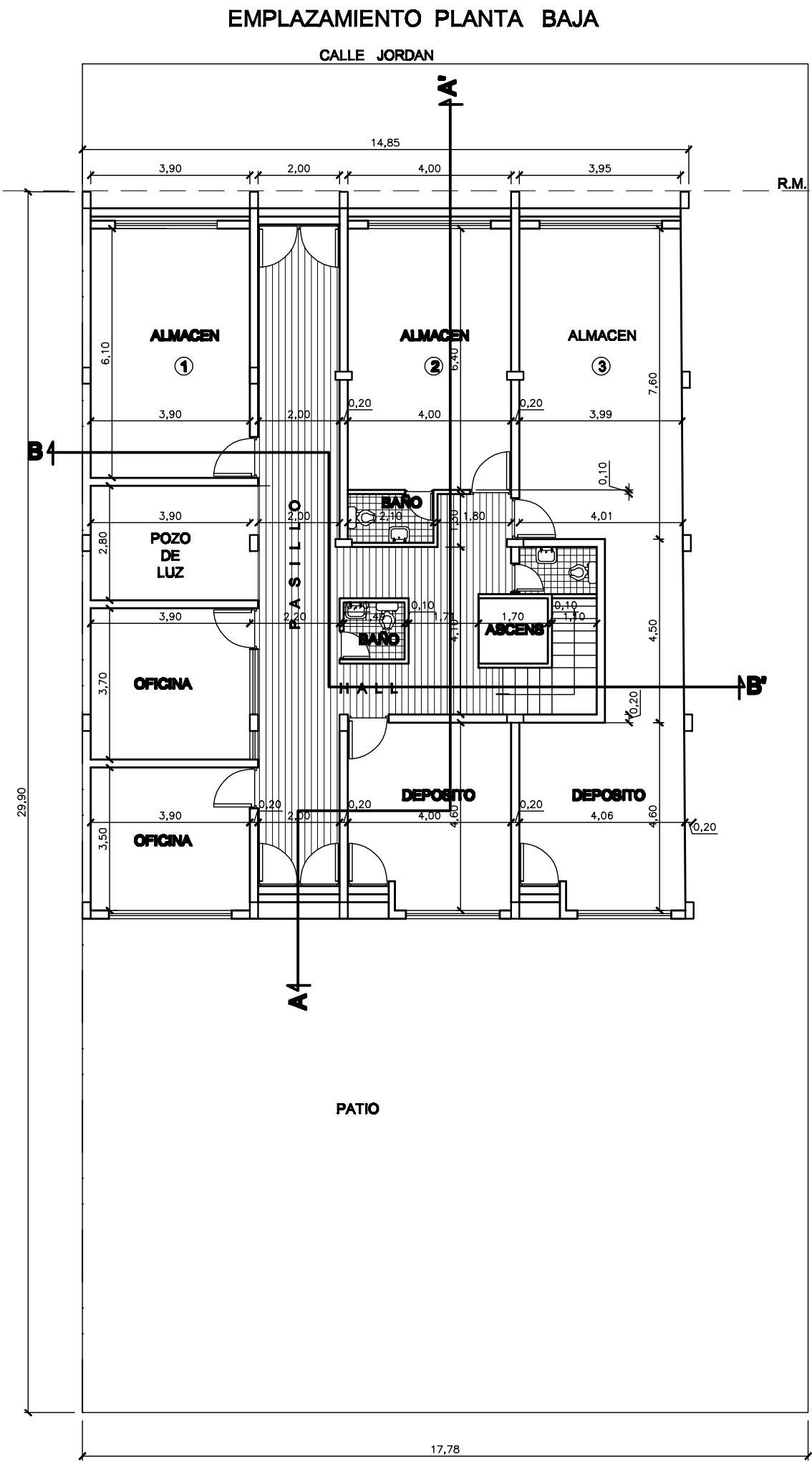
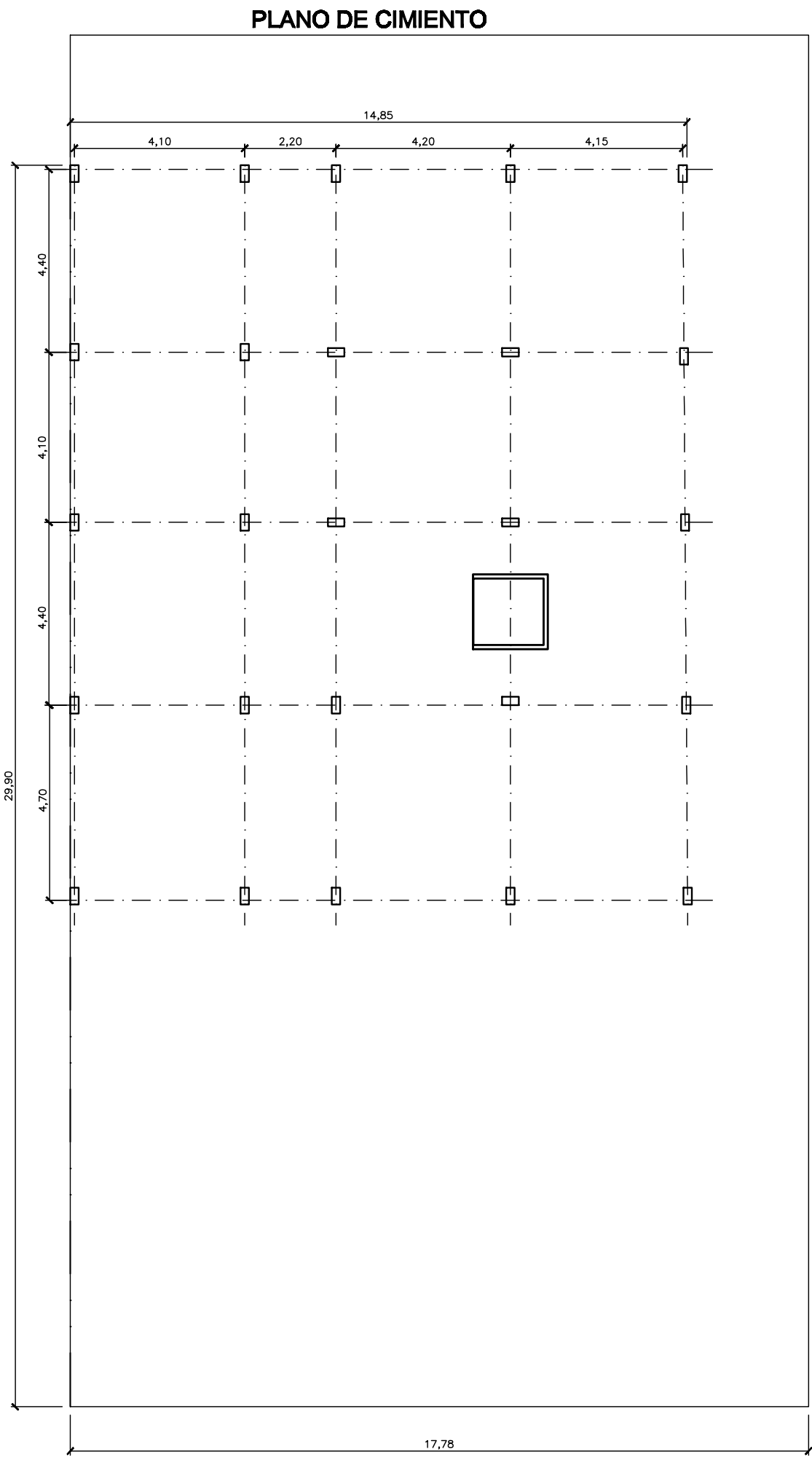


ELEVACION NORTE

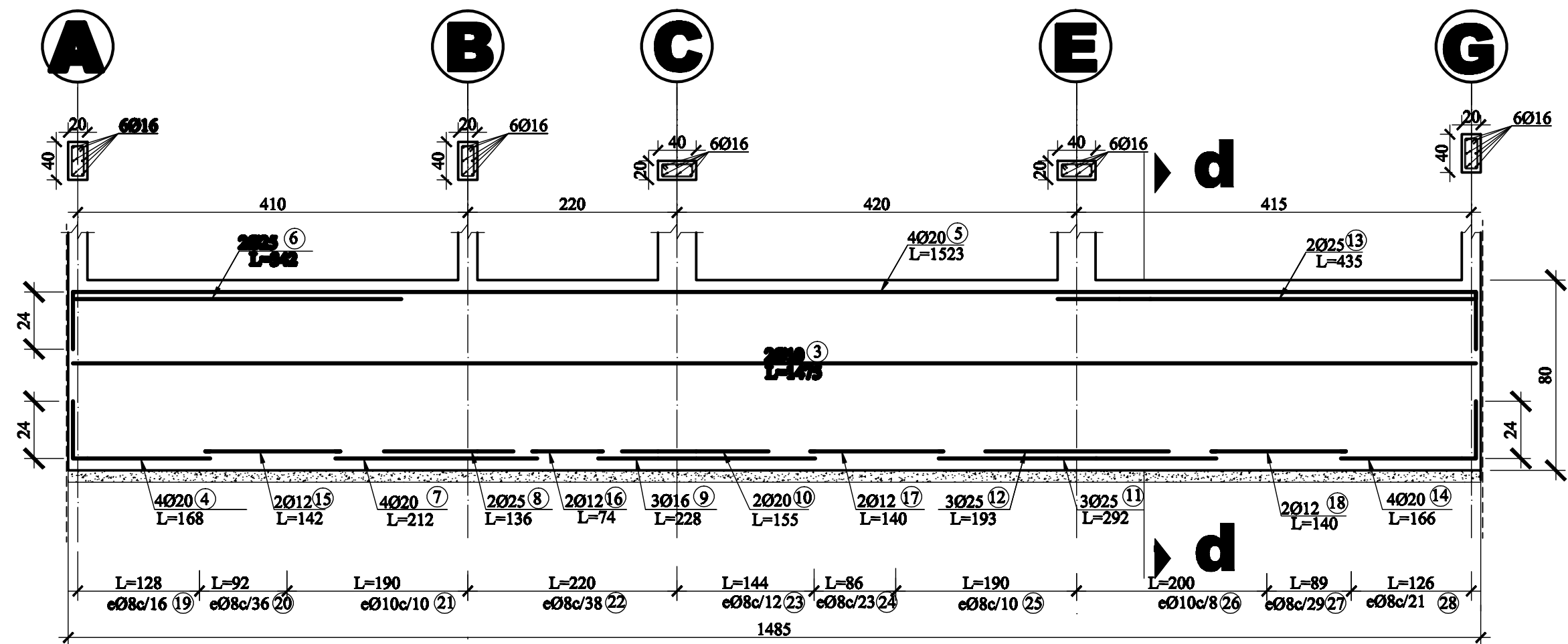


ELEVACION SUD

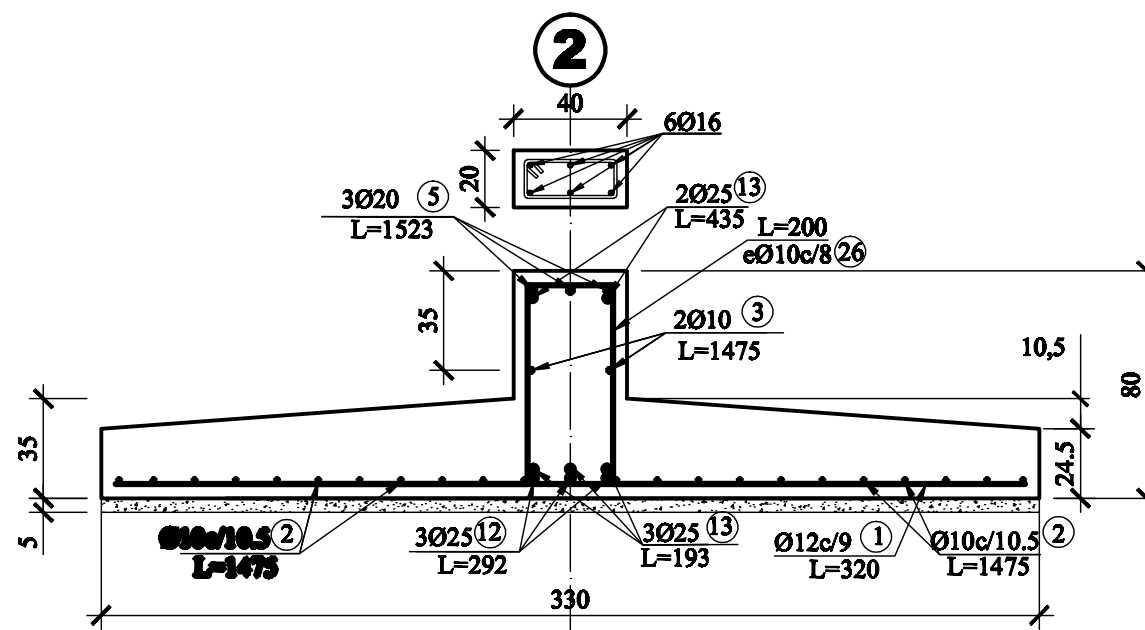
PROYECTO: VIVIENDA		RELACION DE SUPERFICIES:	
PROPIETARIO: VICENTE RIVERO ZEBALLOS NELIDA VEGA DE RIVERO		SUP. DE LOTE	448.50 M2
ARQUITECTO:		SUP. TOTAL CONST.	265.39 M2
SELLO DE APROBACION:		REVALIDACION:	
		ESCALA:	LAMINA Nº
		1:100	1 de 1
PLANO DE UBICACION			
ZONA: DISTRITO 10: MANZANA: CALLE:		SUD OESTE SUD DISTRITO 11 012 JORDAN	
Sello colegio de arquitectos:		Fecha: 12 DE AGOSTO DE 2004	



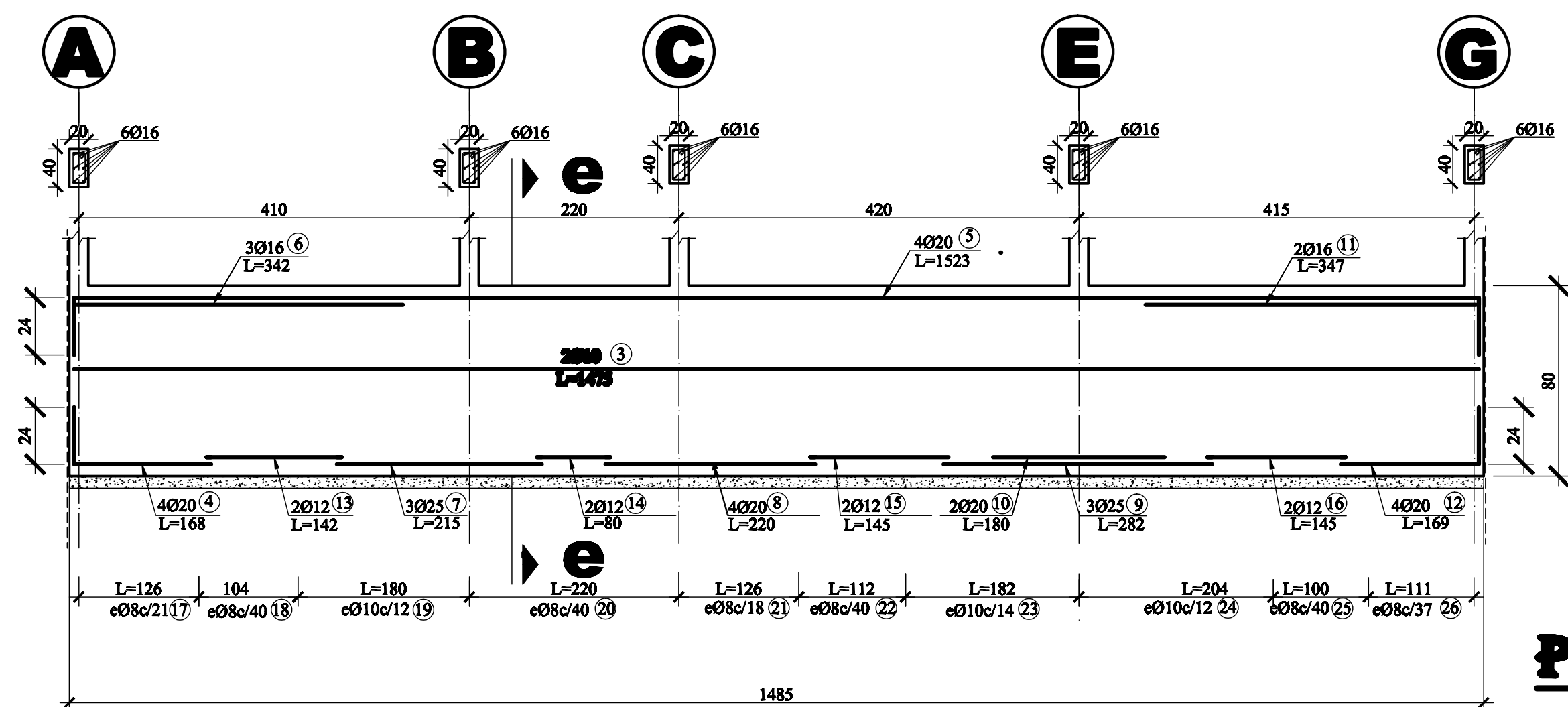
VIGA DE FUNDACIÓN(EJE 2) Des. Voz. 1:20 : Des. Esc. 1:20



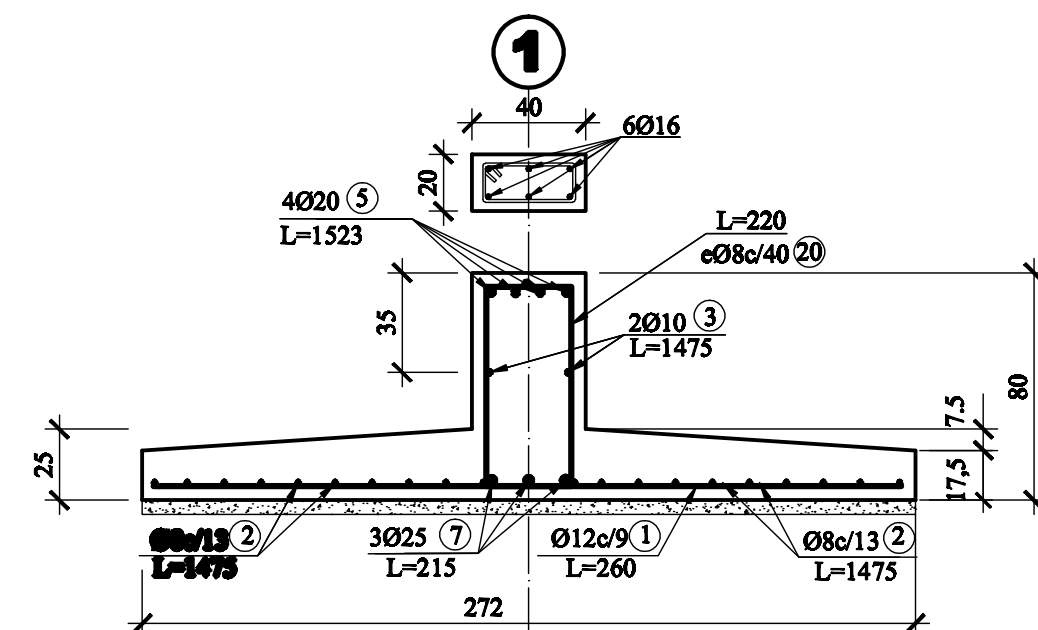
CORTE d-d Des. 1:25



VIGA DE FUNDACIÓN(EJE 1) Des. Voz. 1:20 : Des. Esc. 1:20



CORTE e-e Des. 1:25



PLANILLA DE ACEROS

PLANILLA DE ACEROS

Posicion	Diam.	Cantidad			espac.	Longitudes		Peso		Longitudes						
		Unitaria	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f	
Viga EJE 2-2																
1	12	164	1	164	10,50	3,20	524,80	0,89	467,07	3,2						
2	8	22	1	22	13,00	14,75	324,50	0,4	129,80	14,75						
3	10	2	1	2	-	14,75	29,50	0,62	18,29	14,75						
4	20	4	1	4	-	1,68	6,72	2,47	16,60	1,44	0,24					
5	20	4	1	4	-	15,23	60,92	2,47	150,47	14,75	0,24	0,24				
6	25	2	1	2	-	3,42	6,84	3,85	26,33	3,42						
7	20	4	1	4	-	2,12	8,48	2,47	20,95	2,12						
8	25	2	1	2	-	1,36	2,72	3,85	10,47	1,36						
9	16	3	1	3	-	2,28	6,84	1,58	10,81	2,28						
10	20	2	1	2	-	1,55	3,10	2,47	7,66	1,55						
11	25	3	1	3	-	2,92	8,76	3,85	33,73	2,92						
12	25	3	1	3	-	1,93	5,79	3,85	22,29	1,93						
13	25	2	1	2	-	4,35	8,70	0,4	3,48	4,35						
14	20	2	1	2	-	1,66	3,32	2,47	8,20	1,42	0,24					
15	12	2	1	2	-	1,42	2,84	0,89	2,33	1,42						
16	12	2	1	2	-	0,74	1,48	0,89	1,32	0,74						
17	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40						
18	12	2	1	2	-	1,40	2,80	0,89	2,49	1,40						
19	8	8	1	8	16,00	2,10	16,80	0,4	6,72	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
20	8	2	1	2	36,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
21	10	19	1	19	10,00	2,10	39,90	0,62	24,74	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
22	8	5	1	5	38,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
23	8	12	1	12	12,00	2,10	25,20	0,4	10,08	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
24	8	2	1	2	23,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
25	10	19	1	19	10,00	2,10	39,90	0,62	24,74	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
26	10	25	1	25	8,00	2,10	52,50	0,62	32,55	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
27	8	2	1	2	29,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
28	8	7	1	7	18,00	1,80	12,60	0,4	5,04	0,15	0,55	0,3	0,7	0,05	0,05	

	Posicion	Diam.	Cantidad			espac.	Longitudes		Peso		Longitudes					
			Unitaria	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f
Viga EJE 1-1																
1	12	164	1	164	10,00	2,62	429,68	0,89	382,42	2,62						
2	8	20	1	20	13,00	14,75	295,00	0,4	118,00	14,75						
3	10	2	1	2	-	14,75	29,50	0,62	18,29	14,75						
4	20	4	1	4	-	1,68	6,72	2,47	16,60	1,44	0,24					
5	20	4	1	4	-	15,23	60,92	2,47	150,47	14,75	0,24	0,24				
6	16	3	1	3	-	3,42	10,26	1,38	16,21	3,42						
7	25	3	1	3	-	2,15	6,45	3,85	24,83	2,15						
8	20	4	1	4	-	2,20	8,80	2,47	21,74	2,20						
9	25	3	1	3	-	2,82	8,46	3,85	32,57	2,82						
10	20	2	1	2	-	1,80	3,60	2,47	8,89	1,8						
11	16	2	1	2	-	3,47	6,94	0,4	2,78	3,47						
12	20	4	1	4	-	1,69	6,76	2,47	16,70	1,45	0,24					
13	12	2	1	2	-	1,42	2,84	0,89	2,53	1,42						
14	12	2	1	2	-	0,80	1,60	0,89	1,42	0,8						
15	12	2	1	2	-	1,45	2,90	0,89	2,58	1,45						
16	12	2	1	2	-	1,45	2,90	0,89	2,58	1,45						
17	8	6	1	6	21,00	2,10	12,60	0,4	5,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
18	8	2	1	2	42,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
19	10	15	1	15	12,00	2,10	31,50	0,62	19,53	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
20	8	5	1	5	40,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
21	8	7	1	7	18,00	2,10	14,70	0,4	5,88	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
22	8	2	1	2	45,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
23	10	13	1	13	14,00	2,10	27,30	0,62	16,93	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
24	10	17	1	17	12,00	2,10	35,70	0,62	22,13	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
25	8	2	1	2	40,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
26	8	3	1	3	37,00	2,10	6,30	0,4	2,52	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	

RESUMEN					
Diametros (mm)	10	12	16	20	25
Peso unitario (kg/m)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85
Longitud (m)	607,4	2141,26	78,21	460,96	91,95
N° de barras	51	178	7	38	8
Peso (kg)	376,388	1903,7214	123,5718	1138,37	354,0073
					3898,4599

PLANILLA DE ACEROS

Posicion	Diam.	Cantidad				Longitudes		Peso		Longitudes						
		Unitaria	N Elem.	Total	espac.	Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f	
Viga EJE 7-7																
1	12	123	1	123	12,00	2,60	319,80	0,89	284,62	2,6						
2	8	24	1	24	9,00	14,75	354,00	0,4	141,60	14,75						
3	10	2	1	2	-	14,75	29,50	0,62	18,29	14,75						
4	20	4	1	4	-	1,68	6,72	2,47	16,60	1,44	0,24					
5	20	4	1	4	-	15,23	60,92	2,47	150,47	14,75	0,24	0,24				
6	16	3	1	3	-	3,42	10,26	1,58	16,21	3,42						
7	25	4	1	4	-	2,15	8,60	3,85	33,11	2,15						
8	20	4	1	4	-	2,20	8,80	2,47	21,74	2,20						
9	25	3	1	3	-	2,82	8,46	3,85	32,57	2,82						
10	20	3	1	3	-	1,80	5,40	2,47	13,34	1,8						
11	16	3	1	3	-	3,47	10,41	0,4	4,16	3,47						
12	20	4	1	4	-	1,69	6,76	2,47	16,70	1,45	0,24					
13	12	2	1	2	-	1,42	2,84	0,89	2,53	1,42						
14	12	2	1	2	-	0,80	1,60	0,89	1,42	0,8						
15	12	2	1	2	-	1,45	2,90	0,89	2,58	1,45						
16	12	2	1	2	-	1,45	2,90	0,89	2,58	1,45						
17	8	6	1	6	22,00	2,10	12,60	0,4	5,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
18	8	2	1	2	38,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
19	10	14	1	14	13,00	2,10	29,40	0,62	18,23	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
20	8	5	1	5	40,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
21	8	8	1	8	17,00	2,10	16,80	0,4	6,72	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
22	8	5	1	5	40,00	2,10	10,50	0,4	4,20	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
23	10	3	1	3	13,00	2,10	6,30	0,62	3,91	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
24	10	20	1	20	10,00	2,10	42,00	0,62	26,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
25	8	2	1	2	45,00	2,10	4,20	0,4	1,68	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	
26	8	6	1	6	17,00	2,10	12,60	0,4	5,04	0,30	0,7	0,3	0,7	0,05	0,05	



ANEXO G

PROYECTO LOSA DE FUNDACIÓN DE CANTO CONSTANTE

En el presente proyecto se pretende realizar el diseño de una losa de fundación de un edificio destinado para vivienda y oficinas.

Se debe realizar la simulación de la estructura con la ayuda de un programa estructural, el programa computacional utilizado para el proyecto es el SAP-2000, del análisis realizado se obtiene los esfuerzos axiales, esfuerzos de corte y momento a los que está sometida la estructura, con lo que se diseña las columnas, vigas y fundaciones de la estructura.

I. DATOS DEL PROYECTO

➤ **Ubicación del proyecto**

El proyecto está ubicado en la ciudad de Cochabamba, sobre la calle Calama entre Lanza y San Martín, distrito 10, sub. Distrito 12. El edificio consta de un sótano y siete plantas. Como se detalla en el plano arquitectónico.

➤ **Características generales del estudio de suelos**

Al no tener un informe detallado sobre el estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra, se adoptará un valor, para la carga admisible del suelo (q_a):

El valor adoptado será:

$$q_a = 1.0 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

➤ **Límite de fluencia del acero**

$$\text{Fluencia del acero: } f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

➤ **Resistencia característica del Hº**

$$\text{Resistencia característica del hormigón: } f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$



➤ **Normas de diseño empleadas**

Para ejecutar el cálculo estructural del proyecto como el diseño de columnas y zapatas se utilizará la norma ACI 318 – 05

➤ **Recubrimientos**

Los recubrimientos que se deben tomar para los diferentes elementos estructurales, depende de la agresividad del medio al que están expuestos y a las características del hormigón. Para la elaboración del proyecto se adoptaran los siguientes valores de recubrimiento:

- Columnas: 2.5 [cm.]
- Fundaciones: 5 [cm.]

➤ **Justificación del uso del tipo de fundación**

El tipo de fundación elegido para este proyecto son losas de fundación debido a que las cargas son grandes por la altura del edificio y la existencia de un sótano.

➤ **Coeficiente de balasto**

El valor adoptado para el coeficiente de balasto del suelo esta en relación con la carga admisible del suelo (q_a) ver **tabla [2.17]** capítulo II:

$$k = 2.2 [kg / cm^3] = 2200000 [kg / m^3]$$

II. PREDISEÑO DE ELEMENTOS

➤ **Vigas:**

$$h = Luz \text{ de la viga} / 12$$

Para el prediseño se asume las dimensiones de la viga mas larga es decir la más crítica, para poder uniformizar con el resto de la estructura.

$$\Rightarrow h = 643 / 12$$

$$h = 50 [cm]$$

Por ser la dimensión calculada muy grande se adoptó para la simulación de la estructura en el programa las siguientes dimensiones:

$$h = 40 [cm]$$

$$b = 20 [cm]$$

➤ **Losas:**

Para el prediseño de la losa se toma la más grande. En este caso la de 6.43x6.4 [m]

$$h_{\min} = \frac{l_n \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot \beta}$$



Donde: β = Será la relación de la luz larga y la luz corta de la losa más grande:

$$\Rightarrow \beta = \frac{6.43}{6.4} = 1 \Rightarrow \text{losa en dos direcciones}$$

$$h_{\min} = \frac{6.43 \cdot \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot 1} = 16 \text{ [cm]}$$

Por ser la dimensión calculada muy grande se adoptó para la simulación de la estructura en el programa la siguiente dimensión:

$$h_{\min} = 15 \text{ [cm]}$$

➤ **Escaleras:**

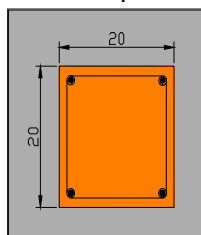
Huella = 30 [cm]

Contra huella = 17 [cm]

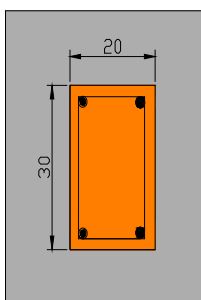
Espesor = (ln/28) = 12 [cm]

➤ **Columnas:**

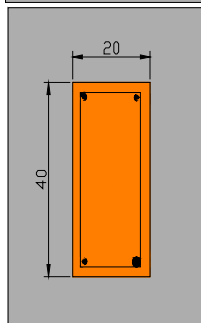
La sección de columnas para cada planta se asume según el criterio de descenso de cargas, esto para introducir la sección de columnas, en el paquete estructural SAP-2000 u otro programa estructural para luego proceder a su diseño.



20x20 [cm] para la 7^{ma} planta



20x30 [cm] para la 3^{ra} – 6^{ta} planta



20x40 [cm] para la 1^{ra} – 2^{da} planta



III. DETERMINACIÓN DE CARGAS.

➤ **Carga muerta Losa:**

El programa estructural considera la carga muerta de toda la estructura, cómo el peso de las losa, viga y también de las columnas por tal motivo solo especificamos cuanto se asumió de carga viva según el manual de carga ASCE 7-05 Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures y el código ACI.

➤ **Carga muerta losa:**

$$\text{Peso yeso} = 36 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 34 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Piso} = 75 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Luminaria} = 15 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Muro de partición} = 100 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 260 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ **Carga muerta Escalera:**

$$\text{Peso yeso} = 36 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 60 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso Piso} = 66 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Luminaria} = 15 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Peso del peldaño} = 210 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 387 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ **Carga viva losas:**

Según el código ASCE 7-05, las cargas vivas para oficinas son:

$$\text{Carga viva para losas} = 250 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$\text{Carga viva para escaleras} = 500 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

➤ **Combinaciones de carga:**

Según el código ACI para el diseño de columnas y fundaciones se toman las combinaciones mas criticas:

$$\text{Comb1} = \text{SERVICIO} = CM + CV$$

$$\text{Comb2} = 1.4CM$$

$$\text{Comb3} = 1.2CM + 1.6CV$$



IV. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Como ya se mencionó anteriormente para el análisis estructural del proyecto se utilizó el programa SAP-2000, por ser un programa confiable y completo que se encuentra a disposición.

El proceso de cargado de la estructura parte de un pre-diseño, donde se estima todas las cargas vivas y muertas, que estarán presentes durante la vida útil de la estructura.

El análisis estructural es realizado por la idealización del modelo matemático cargado por losas o SHELL elementos bidimensionales, el cargado respectivo de la estructura se detallará en los datos de entrada del programa

➤ DATOS DE ENTRADA.

TABLE: Program Control				
ProgramName	Version	ProgLevel	ConcCode	AlumCode
Text	Text	Text	Text	Text
SAP2000	11.0.0	Advanced	ACI 318-05/IBC2003	AA-ASD 2000

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
C1=1.4D	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1,4
C2=1.2D+1.6L	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1,2
C2=1.2D+1.6L			Linear Static	VIVA	1,6
SERVICIO	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SERVICIO			Linear Static	VIVA	1

TABLE: Load Case Definitions		
LoadCase	DesignType	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
MUERTA	DEAD	1
VIVA	LIVE	0

TABLE: Frame Section Properties 01 - General					
SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area
Text	Text	Text	m	m	m2
COL25X25	3000Psi	Rectangular	0,25	0,25	0,0625
COL20X20	3000Psi	Rectangular	0,2	0,2	0,04
COL30X40	3000Psi	Rectangular	0,3	0,4	0,12
VIGA20X40	3000Psi	Rectangular	0,2	0,4	0,08

TABLE: Frame Section Properties 02 - Concrete Column						
SectionName	RebarMatL	RebarMatC	ReinfConfig	LatReinf	Cover	BarSizeL
Text	Text	Text	Text	Text	m	Text
COL20X20	A615Gr60	A615Gr60	Rectangular	Ties	0,03	16d
COL20X30	A615Gr60	A615Gr60	Rectangular	Ties	0,03	16d
COL20X40	A615Gr60	A615Gr60	Rectangular	Ties	0,03	16d



➤ DATOS DE SALIDA.

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
1	0	C1=1.4D	-125211.45	-1089.4	-2619.86	13.14	-2330.24	-914.84
1	1.3	C1=1.4D	-124511.76	-1089.4	-2619.86	13.14	1075.58	501.38
1	2.6	C1=1.4D	-123812.07	-1089.4	-2619.86	13.14	4481.39	1917.61
1	0	C2=1.2D+1.6L	-141664.78	-1469.44	-2900.79	14.3	-2544.71	-1357.95
1	1.3	C2=1.2D+1.6L	-141065.05	-1469.44	-2900.79	14.3	1226.31	552.33
1	2.6	C2=1.2D+1.6L	-140465.32	-1469.44	-2900.79	14.3	4997.33	2462.6
1	0	SERVICIO	-110899.67	-1112.94	-2280.82	11.28	-2006.56	-1012.08
1	1.3	SERVICIO	-110399.9	-1112.94	-2280.82	11.28	958.51	434.74
1	2.6	SERVICIO	-109900.12	-1112.94	-2280.82	11.28	3923.58	1881.56
2	0	C1=1.4D	-215436.17	-426.93	-3690.81	13.79	-3144.96	-354.31
2	1.3	C1=1.4D	-214736.48	-426.93	-3690.81	13.79	1653.09	200.69
2	2.6	C1=1.4D	-214036.79	-426.93	-3690.81	13.79	6451.14	755.7
2	0	C2=1.2D+1.6L	-265499.55	-679.91	-4661.63	13.79	-3929.54	-693.22
2	1.3	C2=1.2D+1.6L	-264899.82	-679.91	-4661.63	13.79	2130.58	190.67
2	2.6	C2=1.2D+1.6L	-264300.09	-679.91	-4661.63	13.79	8190.7	1074.55
2	0	SERVICIO	-204407.97	-501.18	-3572.59	11.08	-3017.56	-496.53
2	1.3	SERVICIO	-203908.19	-501.18	-3572.59	11.08	1626.81	155
2	2.6	SERVICIO	-203408.41	-501.18	-3572.59	11.08	6271.18	806.54
3	0	C1=1.4D	-140217.83	1440.18	-2647.09	22.04	-2185.78	1225.7
3	1.3	C1=1.4D	-139518.15	1440.18	-2647.09	22.04	1255.44	-646.53
3	2.6	C1=1.4D	-138818.46	1440.18	-2647.09	22.04	4696.65	-2518.76
3	0	C2=1.2D+1.6L	-160009.16	1709.57	-2980.96	24.14	-2444.2	1327.1
3	1.3	C2=1.2D+1.6L	-159409.43	1709.57	-2980.96	24.14	1431.05	-895.34
3	2.6	C2=1.2D+1.6L	-158809.7	1709.57	-2980.96	24.14	5306.3	-3117.79
3	0	SERVICIO	-125044.62	1325.66	-2335.8	19.03	-1917.94	1048.31
3	1.3	SERVICIO	-124544.85	1325.66	-2335.8	19.03	1118.59	-675.04
3	2.6	SERVICIO	-124045.07	1325.66	-2335.8	19.03	4155.12	-2398.4
4	0	C1=1.4D	-179057.55	-3098.56	551.09	-18.4	394.63	-2653.1
4	1.3	C1=1.4D	-178357.87	-3098.56	551.09	-18.4	-321.79	1375.03
4	2.6	C1=1.4D	-175790.41	-1595.49	2855.31	41.31	-3377.25	3824.09
4	0	C2=1.2D+1.6L	-208789.98	-4077.03	373.34	-40.23	300.91	-3603.91
4	1.3	C2=1.2D+1.6L	-208190.25	-4077.03	373.34	-40.23	-184.43	1696.23
4	2.6	C2=1.2D+1.6L	-204770.93	-2300.4	4288.58	71.73	-4587.34	5052.56
4	0	SERVICIO	-162468.3	-3101.46	331.75	-28.43	258.54	-2726.21
4	1.3	SERVICIO	-161968.52	-3101.46	331.75	-28.43	-172.73	1305.68
4	2.6	SERVICIO	-159372.98	-1722.66	3190.24	52.21	-3470.17	3840.72



ABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
5	0	C1=1.4D	-224076.9	478.01	2500.09	12.07	2051.04	313.5
5	1.3	C1=1.4D	-223377.22	478.01	2500.09	12.07	-1199.08	-307.91
5	2.6	C1=1.4D	-222677.53	478.01	2500.09	12.07	-4449.2	-929.33
5	0	C2=1.2D+1.6L	-276904.12	445.58	3228.83	9.83	2693.81	159.48
5	1.3	C2=1.2D+1.6L	-276304.39	445.58	3228.83	9.83	-1503.67	-419.77
5	2.6	C2=1.2D+1.6L	-275704.66	445.58	3228.83	9.83	-5701.15	-999.02
5	0	SERVICIO	-213078.81	363.84	2464.47	8.3	2049.89	155.66
5	1.3	SERVICIO	-212579.03	363.84	2464.47	8.3	-1153.91	-317.34
5	2.6	SERVICIO	-212079.25	363.84	2464.47	8.3	-4357.72	-790.34
6	0	C2=1.2D+1.6L	-181884.1	2634.15	1706.88	9.83	1471.39	2011.2
6	1.3	C2=1.2D+1.6L	-181284.37	2634.15	1706.88	9.83	-747.55	-1413.2
6	2.6	C2=1.2D+1.6L	-180684.64	2634.15	1706.88	9.83	-2966.49	-4837.6
6	0	SERVICIO	-142543.15	2024.85	1316.51	8.35	1133.34	1560.44
6	1.3	SERVICIO	-142043.38	2024.85	1316.51	8.35	-578.12	-1071.87
6	2.6	SERVICIO	-141543.6	2024.85	1316.51	8.35	-2289.58	-3704.17
7	0	C1=1.4D	-77246.02	-58.86	-2.91	14.19	-33.4	-149.36
7	1.3	C1=1.4D	-76546.33	-58.86	-2.91	14.19	-29.61	-72.84
7	2.6	C1=1.4D	-75846.65	-58.86	-2.91	14.19	-25.82	3.69
7	0	C2=1.2D+1.6L	-87716.62	-120.88	72.57	11.87	53.27	-314.81
7	1.3	C2=1.2D+1.6L	-87116.89	-120.88	72.57	11.87	-41.07	-157.68
7	2.6	C2=1.2D+1.6L	-86517.16	-120.88	72.57	11.87	-135.4	-0.54
7	0	SERVICIO	-68616.82	-86.06	44.83	9.95	27.33	-223.43
7	1.3	SERVICIO	-68117.05	-86.06	44.83	9.95	-30.95	-111.55
7	2.6	SERVICIO	-67617.27	-86.06	44.83	9.95	-89.24	0.32
8	0	C1=1.4D	-82184.44	-396.74	158.68	9.79	125.35	-430.79
8	1.3	C1=1.4D	-81484.75	-396.74	158.68	9.79	-80.93	84.97
8	2.6	C1=1.4D	-80785.06	-396.74	158.68	9.79	-287.21	600.74
8	0	C2=1.2D+1.6L	-92549.08	-621.72	280.21	6.74	256.15	-731.62
8	1.3	C2=1.2D+1.6L	-91949.35	-621.72	280.21	6.74	-108.13	76.61
8	2.6	C2=1.2D+1.6L	-91349.62	-621.72	280.21	6.74	-472.41	884.83
8	0	SERVICIO	-72518.97	-459.42	203.47	5.96	182.48	-534.19
8	1.3	SERVICIO	-72019.19	-459.42	203.47	5.96	-82.03	63.05
8	2.6	SERVICIO	-71519.42	-459.42	203.47	5.96	-346.54	660.3
9	0	C1=1.4D	-70158.38	-29.33	122.29	7.72	71.89	-134.37
9	1.3	C1=1.4D	-69458.69	-29.33	122.29	7.72	-87.08	-96.24
9	2.6	C1=1.4D	-68759	-29.33	122.29	7.72	-246.06	-58.11



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
9	0	C2=1.2D+1.6L	-78400.81	-59.48	160.72	3.82	127.79	-257.94
9	1.3	C2=1.2D+1.6L	-77801.08	-59.48	160.72	3.82	-81.15	-180.62
9	2.6	C2=1.2D+1.6L	-77201.35	-59.48	160.72	3.82	-290.1	-103.29
9	0	SERVICIO	-61528.79	-42.41	122.29	3.77	92.71	-185.21
9	1.3	SERVICIO	-61029.01	-42.41	122.29	3.77	-66.27	-130.07
9	2.6	SERVICIO	-60529.24	-42.41	122.29	3.77	-225.25	-74.93
10	0	C1=1.4D	-73959.42	-388.11	38.28	12.49	24.63	-434.71
10	1.3	C1=1.4D	-73259.74	-388.11	38.28	12.49	-25.13	69.84
10	2.6	C1=1.4D	-72560.05	-388.11	38.28	12.49	-74.89	574.39
10	0	C2=1.2D+1.6L	-81950.77	-587.78	53.83	9.51	66.66	-701.54
10	1.3	C2=1.2D+1.6L	-81351.04	-587.78	53.83	9.51	-3.32	62.57
10	2.6	C2=1.2D+1.6L	-80751.3	-587.78	53.83	9.51	-73.3	826.68
10	0	SERVICIO	-64426.27	-436.67	40.48	8.17	46.06	-516.09
10	1.3	SERVICIO	-63926.49	-436.67	40.48	8.17	-6.56	51.58
10	2.6	SERVICIO	-63426.72	-436.67	40.48	8.17	-59.19	619.25
11	0	C1=1.4D	-138472.72	-4276.33	520.58	-85.32	206.41	-2969.65
11	1.3	C1=1.4D	-137037.69	-2069.2	597.79	-64.83	-262.6	1237.67
11	2.6	C1=1.4D	-136338	-2069.2	597.79	-64.83	-1039.73	3927.63
11	0	C2=1.2D+1.6L	-159074.65	-5857.76	-368.02	-141.52	-222.14	-4028.43
11	1.3	C2=1.2D+1.6L	-157299.13	-2636.82	986.6	-104.56	-147.76	1609.93
11	2.6	C2=1.2D+1.6L	-156699.4	-2636.82	986.6	-104.56	-1430.34	5037.79
11	0	SERVICIO	-124148.93	-4424.73	-137.05	-103.68	-101.98	-3048.06
11	1.3	SERVICIO	-122782.97	-2017.51	723.37	-76.93	-139.24	1227.22
12	2.6	C1=1.4D	-150129.3	779.21	-209.86	7.46	335.83	-1494.31
12	0	C2=1.2D+1.6L	-179242.93	894.39	-86.62	4.8	-71.8	542.53
12	1.3	C2=1.2D+1.6L	-178643.2	894.39	-86.62	4.8	40.82	-620.17
12	2.6	C2=1.2D+1.6L	-178043.47	894.39	-86.62	4.8	153.43	-1782.88
12	0	SERVICIO	-139085.52	698.14	-91.61	4.33	-82.34	434.01
12	1.3	SERVICIO	-138585.75	698.14	-91.61	4.33	36.76	-473.56
12	2.6	SERVICIO	-138085.97	698.14	-91.61	4.33	155.86	-1381.14
13	0	C1=1.4D	-107979.76	1264.38	474.85	7.85	413.91	940.92
13	1.3	C1=1.4D	-107280.07	1264.38	474.85	7.85	-203.39	-702.78
13	2.6	C1=1.4D	-106580.39	1264.38	474.85	7.85	-820.7	-2346.47
13	0	C2=1.2D+1.6L	-117584.86	1582.15	486.24	4.2	436.68	1117.16
13	1.3	C2=1.2D+1.6L	-116985.12	1582.15	486.24	4.2	-195.44	-939.63
13	2.6	C2=1.2D+1.6L	-116385.39	1582.15	486.24	4.2	-827.55	-2996.42

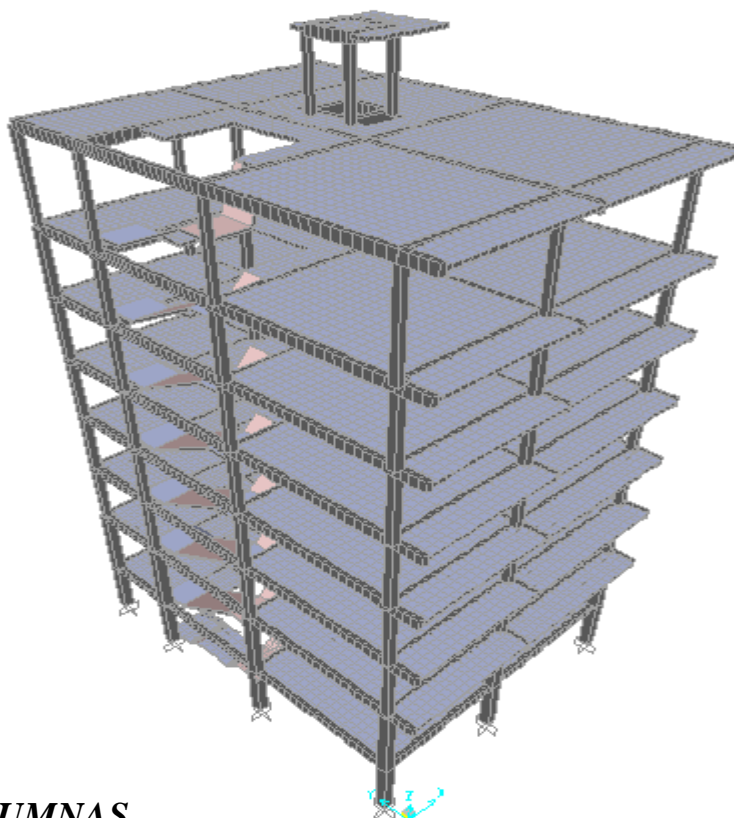


TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
13	0	SERVICIO	-92772.63	1214.63	388.7	4.03	346.84	866.25
13	1.3	SERVICIO	-92272.86	1214.63	388.7	4.03	-158.47	-712.77
13	2.6	SERVICIO	-91773.08	1214.63	388.7	4.03	-663.77	-2291.78
14	0	C1=1.4D	-73673.17	-895.28	599.08	23.94	396.63	-923.04
14	1.3	C1=1.4D	-72973.49	-895.28	599.08	23.94	-382.18	240.82
14	2.6	C1=1.4D	-72273.8	-895.28	599.08	23.94	-1160.99	1404.68
14	0	C2=1.2D+1.6L	-77024.83	-1176.19	691.68	32.43	481.3	-1256.81
14	1.3	C2=1.2D+1.6L	-76425.1	-1176.19	691.68	32.43	-417.88	272.24
14	2.6	C2=1.2D+1.6L	-75825.37	-1176.19	691.68	32.43	-1317.06	1801.3
14	0	SERVICIO	-61296.44	-894.99	539.28	24.54	371.64	-950.33
14	1.3	SERVICIO	-60796.67	-894.99	539.28	24.54	-329.42	213.16
14	2.6	SERVICIO	-60296.89	-894.99	539.28	24.54	-1030.48	1376.65
15	0	C1=1.4D	-128319.78	-323.36	1011.85	8.86	816.91	-419.63
15	1.3	C1=1.4D	-127620.09	-323.36	1011.85	8.86	-498.49	0.73
15	2.6	C1=1.4D	-126920.4	-323.36	1011.85	8.86	-1813.9	421.1
15	0	C2=1.2D+1.6L	-140606.11	-465.18	1260.32	7.29	1061.75	-621.15
15	1.3	C2=1.2D+1.6L	-140006.38	-465.18	1260.32	7.29	-576.67	-16.42
15	2.6	C2=1.2D+1.6L	-139406.65	-465.18	1260.32	7.29	-2215.08	588.32
15	0	SERVICIO	-110793.07	-348.48	968.39	6.14	809.47	-463.15
15	1.3	SERVICIO	-110293.29	-348.48	968.39	6.14	-449.43	-10.13
15	2.6	SERVICIO	-109793.51	-348.48	968.39	6.14	-1708.34	442.89
16	0	C1=1.4D	-79127.68	884.54	596.96	2.62	513.64	609.01
16	1.3	C1=1.4D	-78427.99	884.54	596.96	2.62	-262.41	-540.9
16	2.6	C1=1.4D	-77728.3	884.54	596.96	2.62	-1038.46	-1690.81
16	0	C2=1.2D+1.6L	-82695.77	1139.04	691.62	0.04321	607.18	743.72
16	1.3	C2=1.2D+1.6L	-82096.04	1139.04	691.62	0.04321	-291.93	-737.03
16	2.6	C2=1.2D+1.6L	-81496.31	1139.04	691.62	0.04321	-1191.03	-2217.79
16	0	SERVICIO	-65814.8	869.86	538.86	0.49	471.21	573.58
16	1.3	SERVICIO	-65315.02	869.86	538.86	0.49	-229.31	-557.24
16	2.6	SERVICIO	-64815.25	869.86	538.86	0.49	-929.84	-1688.05

	Carga sin mayorar (P)
	Carga mayorada (Pu)
	Momento 2 y 3 en la parte inferior
	Momento 2 y 3 en la parte superior



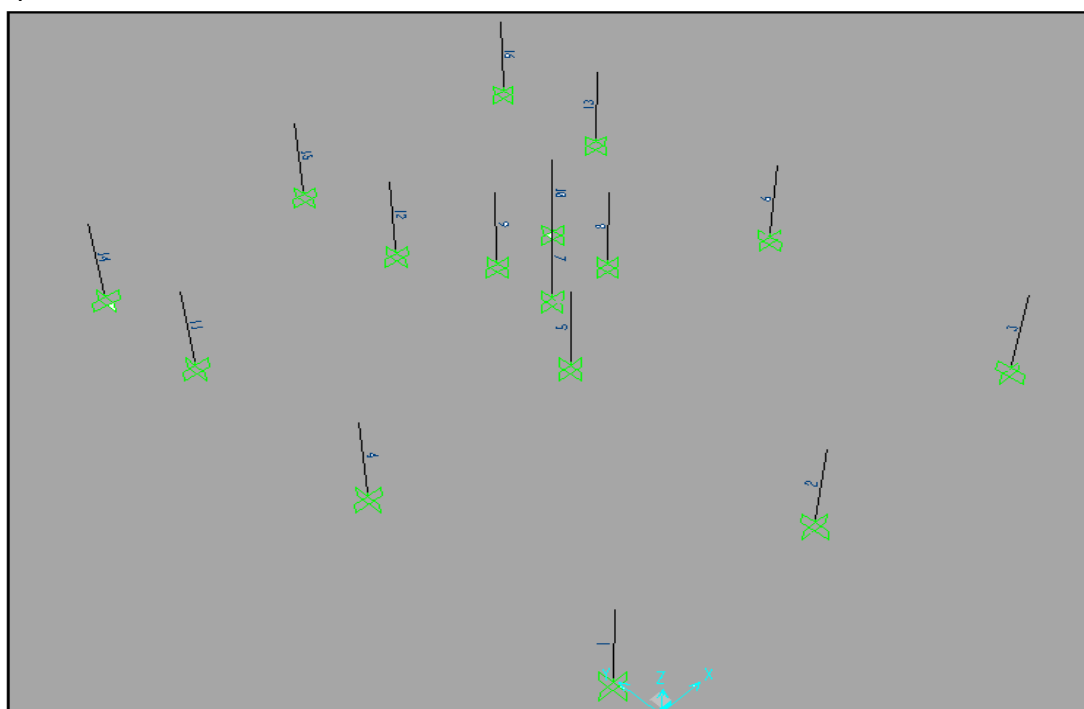
➤ **ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA.**



V. DISEÑO DE COLUMNAS.

El diseño de columnas se realizará en base a la norma ACI 318-05, con la ayuda del programa CSI Col.

El esquema muestra la ubicación de las columnas en el interior de la estructura.

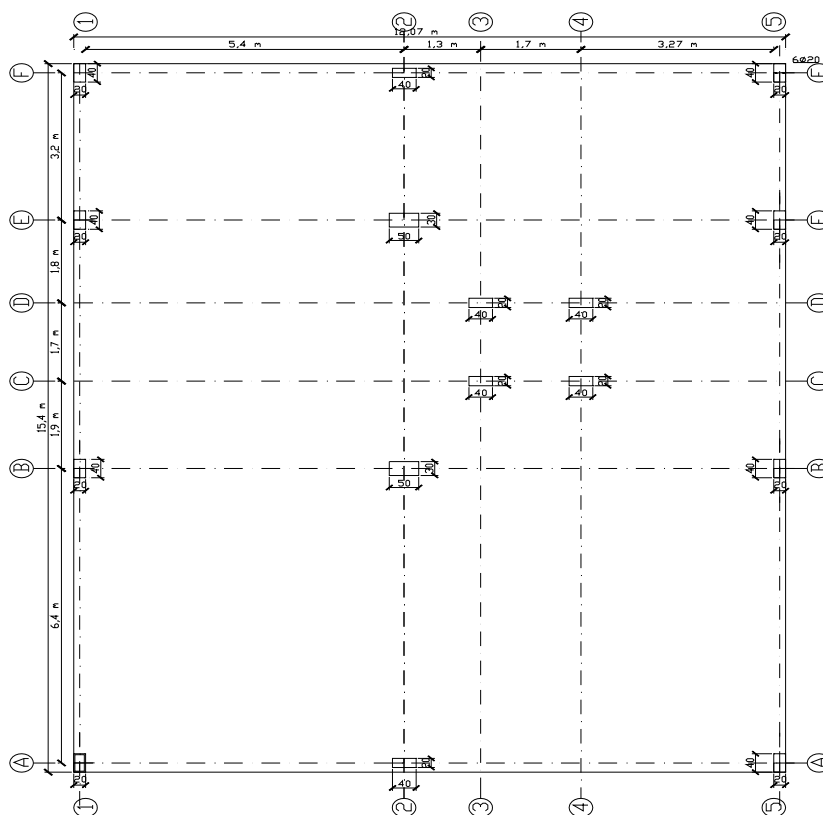




Del diseño de columnas se tiene el siguiente resumen:

Número de columna	Carga Axial (P) [tn]	Carga Axial (Pu) [tn]	Sección	Refuerzo	Ubicación
1	110,9	141,66	20x40	6ø16	A - 1
2	204,41	265,5	40x20	6ø16	A - 2
3	125,04	160,01	20x40	6ø16	A - 3
4	162,47	208,79	20x40	6ø16	B - 1
5	213,08	276,9	30x50	6ø20	B - 2
6	142,54	181,88	20x40	6ø16	B - 3
7	68,62	87,72	40x20	6ø16	C - 3
8	72,52	92,55	40x20	6ø16	C - 4
9	61,53	78,4	40x20	6ø16	D - 3
10	64,43	81,95	40x20	6ø16	D - 4
11	124,15	159,07	20x40	6ø16	E - 1
12	139,09	179,24	30x50	6ø20	E - 2
13	92,77	117,58	20x40	6ø16	E - 3
14	61,296	77,02	20x40	4ø16	F - 1
15	110,79	140,61	40x20	6ø16	F - 2
16	65,82	82,69	20x40	6ø16	F - 3

➤ **Disposición de columnas en planta**





VI. DISEÑO DE LA LOSA.

Paso 1.-Ubicación de la resultante

➤ **Determinar las coordenadas de la resultante**

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = 110.9 + 204.41 + 125.04 + 162.47 + 213.08 + 142.54 + 68.62 + 72.52 + 61.53 + 64.43 + 124.15$$

$$+ 139.09 + 92.77 + 61.296 + 110.79 + 65.82$$

$$R = 1819.445 [tn]$$

➤ Las dimensiones de la losa de fundación son: $B = 15.40 [m]$ y $L = 11.87 [m]$

Como la sección es simétrica (rectangular), las coordenadas del centro de gravedad son:

$$x_G = \frac{L}{2} = \frac{11.87}{2} \Rightarrow x_G = 5.935 [m]$$

$$y_G = \frac{B}{2} = \frac{15.40}{2} \Rightarrow y_G = 7.70 [m]$$

➤ **Determinar las coordenadas de la resultante:**

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^{16} P_i \cdot d_i$$

$$\Rightarrow x_R = \frac{0.2 \cdot (P_1 + P_4 + P_{11} + P_{14}) + 5.6 \cdot (P_2 + P_5 + P_{12} + P_{15}) + 6.9 \cdot (P_7 + P_9) + 8.6 \cdot (P_8 + P_{10}) + 11.87 \cdot (P_3 + P_6 + P_{13} + P_{16})}{R}$$

$$R \cdot y_R = \sum_{i=1}^{16} P_i \cdot d_i$$

$$\Rightarrow y_R = \frac{0.2 \cdot (P_1 + P_2 + P_3) + 6.6 \cdot (P_4 + P_5 + P_6) + 8.5 \cdot (P_7 + P_8) + 10.2 \cdot (P_9 + P_{10}) + 12 \cdot (P_{11} + P_{12} + P_{13}) + 15.2 \cdot (P_{14} + P_{15} + P_{16})}{R}$$

Remplazando los valores de las cargas en las ecuaciones anteriores se tiene:

$$R \cdot x_R = 0.1 \cdot (110.899 + 162.47 + 124.15 + 61.296) + 5.5 \cdot (204.41 + 213.08 + 139.09 + 110.79)$$

$$+ 6.8 \cdot (68.62 + 61.53) + 8.5 \cdot (72.52 + 64.43) + 11.77 \cdot (125.04 + 142.54 + 92.77 + 65.82)$$

$$x_R = \frac{10781.53}{1819.445}$$

$$\Rightarrow x_R = 5.926 [m]$$

$$R \cdot y_R = 0.2 \cdot (110.899 + 204.41 + 125.04) + 6.6 \cdot (162.47 + 213.08 + 142.54) + 8.5 \cdot (68.62 + 72.52)$$

$$+ 10.2 \cdot (61.53 + 64.43) + 12 \cdot (124.15 + 139.09 + 92.77) + 15.2 \cdot (61.296 + 110.79 + 65.82)$$

$$y_R = \frac{13880.098}{1819.445}$$

$$\Rightarrow y_R = 7.63 [m]$$



Por lo tanto: $e_x = x_R - x_G = 5.926 - 5.935 \Rightarrow e_x = -0.01 [m]$

$$e_y = y_R - y_G = 7.63 - 7.7 \Rightarrow e_y = -0.07 [m]$$

Luego las dimensiones del núcleo central son:

$$\frac{L}{6} = \frac{11.87}{6} = 1.978 [m] \quad Y$$

$$\frac{B}{6} = \frac{15.4}{6} = 2.57 [m]$$

$$e_x \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.01 \leq 1.978 \quad ok \checkmark$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0.07 \leq 2.57 \quad ok \checkmark \quad \therefore \text{Cumple con las condiciones de volteo.}$$

Paso2.-Análisis de presiones

Consecutivamente encontrar la presión del suelo en algunos puntos de la losa.

$$q = \frac{R}{A_z} \pm \frac{M_x \cdot \bar{y}}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot \bar{x}}{I_y}$$

\pm Son signos de \bar{x}, \bar{y} que se analiza desde el C.G.

$$M_x = R \cdot e_y \dots \dots \dots (1)$$

$$M_y = R \cdot e_x \dots \dots \dots (2)$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} \dots \dots \dots (3)$$

$$I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} \dots \dots \dots (4)$$

Remplazando los valores de (1), (2), (3), (4), en la ecuación principal se tiene:

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot \bar{y}}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot \bar{x}}{L^2} \right] \quad \dots \text{ Todo respecto al C.G.}$$

$$q = \frac{1819.445}{15.40 \cdot 11.87} \cdot \left[1 - \frac{12 \cdot 0.07 \cdot 7.7}{15.40^2} - \frac{12 \cdot 0.01 \cdot 6.04}{11.87^2} \right]$$

$$q = 9.71 [tn/m^2]$$

$$q = 0.97 [kg/cm^2] \leq q_a \Rightarrow ok \checkmark$$

\therefore Cumple con las condiciones de hundimiento

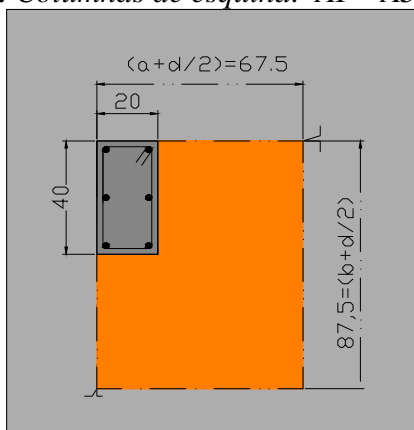


Paso3.-Dimensionamiento en elevación de la losa

Verificación a corte por punzonamiento

➤ Asumir $d = 95 \text{ cm}$.

a). Columnas de esquina: $A1 = A5 = F1 = F5 = 20 \times 40 \Rightarrow \text{asumir} \Rightarrow d = 0.95 \text{ [m]}$



$$P_{1U} = 141,66 \text{ [tn]}$$

$$P_{3U} = 160,01 \text{ [tn]}$$

$$P_{14U} = 77,02 \text{ [tn]}$$

$$P_{16U} = 82,69 \text{ [tn]}$$

Primero se debe calcular el perímetro crítico:

$$b_0 = a + b + d = 0.2 + 0.4 + 0.95 \Rightarrow b_0 = 1.55 \text{ [m]}$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Esta última ecuación deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 55.787 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$\alpha_s = 20$ para columnas de esquina

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Nota.- De las tres expresiones anteriores se debe escoger el menor valor.



Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$v_{u1} = \frac{P_{1u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{141.66}{0.75 \cdot 1.55 \cdot 0.95} = 128.27 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow 12.83 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \Rightarrow 12.83 \leq 15.36 \text{ ok}$$

$$v_{u14} = \frac{P_{14u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{77.02}{0.75 \cdot 1.55 \cdot 0.95} = 69.74 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow 6.97 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \Rightarrow 6.97 \leq 15.36 \text{ ok}$$

$$v_{u16} = \frac{P_{16u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{82.69}{0.75 \cdot 1.55 \cdot 0.95} = 74.87 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow 7.487 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \Rightarrow 7.487 \leq 15.36 \text{ ok}$$

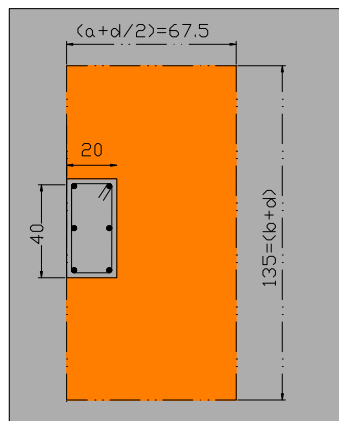


Al realizar dicha verificación con un canto útil igual a $d = 0.95 [m]$, se observa que para todos se cumple con la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c \quad \text{Cumple } \checkmark$$

b). Columna de borde o lateral: $B1 = B5 = E1 = E5 = 20 \cdot 40$ y $A2 = F2 = 40 \times 20$

\Rightarrow asumir $\Rightarrow d = 0.95 [m]$



$$\left. \begin{array}{l} P_{4u} = 208.79 [tn] \\ P_{6u} = 181.88 [tn] \\ P_{11u} = 159.07 [tn] \\ P_{13u} = 117.58 [tn] \end{array} \right\} \quad 20 \times 40$$

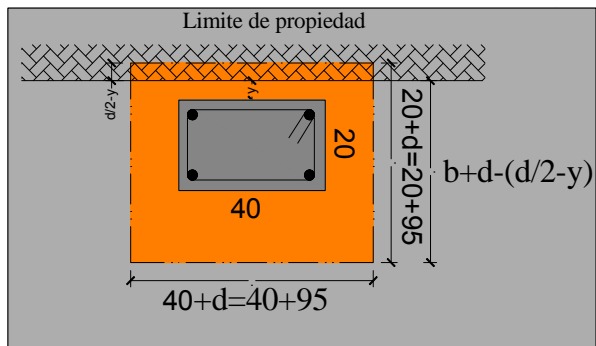
$$\left. \begin{array}{l} P_{2u} = 265.499 [tn] \\ P_{15u} = 140.61 [tn] \end{array} \right\} \quad 40 \times 20$$

Se debe calcular el perímetro crítico para las columnas laterales de 20×40 :

$$b_0 = 2 \cdot a + b + 2 \cdot d = 2 \cdot 0.2 + 0.4 + 2 \cdot 0.95$$

$$\Rightarrow b_0 = 2.7 [m]$$

Luego para las columnas laterales de 40×20 caso especial calcular el perímetro crítico:



$$b_0 = a + 2 \cdot (b + d + y) = 0.40 + 2 \cdot (0.20 + 0.95 + 0.10)$$

$$\Rightarrow b_0 = 2.9 [m]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Esta última ecuación deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 [kg/cm^2]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 49.13 [kg/cm^2]$$

$\alpha_s = 30$ para columnas de Borde.

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 [kg/cm^2]$$

Nota.- De las tres expresiones anteriores se debe escoger el menor valor.



Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$v_{u4} = \frac{P_{4u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{208.79}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 108.53 [tn/m^2] \Rightarrow 10.85 [kg/cm^2] \Rightarrow 10.85 \leq 15.36 \text{ ok}$$

$$v_{u6} = \frac{P_{6u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{181.88}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 94.545 [tn/m^2] \Rightarrow 9.454 [kg/cm^2] \Rightarrow 9.454 \leq 15.36 \text{ ok}$$

$$v_{u11} = \frac{P_{11u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{159.07}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 82.687 [tn/m^2] \Rightarrow 8.269 [kg/cm^2] \Rightarrow 8.269 \leq 15.36 \text{ ok}$$

$$v_{u13} = \frac{P_{13u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{117.58}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 61.120 [tn/m^2] \Rightarrow 6.11 [kg/cm^2] \Rightarrow 6.11 \leq 15.36 \text{ ok}$$

$$v_{u2} = \frac{P_{2u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{265.499}{0.75 \cdot 2.9 \cdot 0.95} = 128.49 [tn/m^2] \Rightarrow 12.85 [kg/cm^2] \Rightarrow 12.85 \leq 15.36 \text{ ok}$$

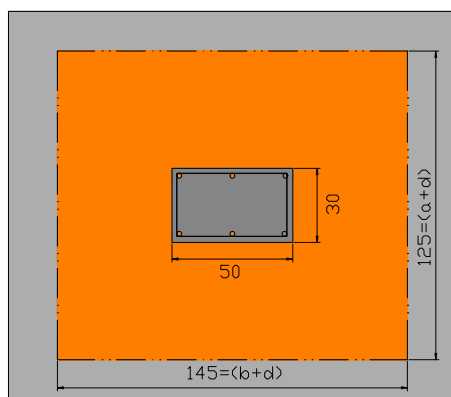
$$v_{u15} = \frac{P_{15u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{140.61}{0.75 \cdot 2.9 \cdot 0.95} = 68.05 [tn/m^2] \Rightarrow 6.805 [kg/cm^2] \Rightarrow 6.805 \leq 15.36 \text{ ok}$$

Al realizar dicha verificación con un canto útil igual a $d = 0.95 [m]$, se observa que cumplen con la siguiente relación:

$$v_u \leq v_c \quad \text{Cumple } \checkmark$$

b). Columna de borde o lateral: $B2 = E2 = 50 \times 30$

\Rightarrow asumir $\Rightarrow d = 0.95 [m]$



$$\left. \begin{array}{l} P_{5u} = 276.90 [tn] \\ P_{9u} = 179.24 [tn] \end{array} \right\} 50 \times 30$$

Calcular también el perímetro crítico para las columnas centrales de 50×30 :

$$b_o = a + b + 2 \cdot d = 0.50 + 0.30 + 2 \cdot 0.95$$

$$\Rightarrow b_o = 2.70 [m]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Esta última ecuación deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:



$$\bullet \quad v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 16.895 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 62.89 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores.

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Nota.- De las tres expresiones anteriores se debe escoger el menor valor.



Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$v_{u5} = \frac{p_{5u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{276.90}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 143.94 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow 14.39 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \Rightarrow 14.39 \leq 15.36 \text{ ok}$$

$$v_{u9} = \frac{p_{9u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{179.24}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 93.17 \text{ [tn/m}^2\text{]} \Rightarrow 9.317 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \Rightarrow 9.317 \leq 15.36 \text{ ok}$$

Al realizar dicha verificación con un canto útil igual a $d = 0.95 \text{ [m]}$, se observa que la columna central más crítica cumple la siguiente analogía:

$$\boxed{v_u \leq v_c} \quad \text{Cumple } \checkmark$$

Finalmente la altura de diseño será el canto útil más desfavorable de todas las verificaciones realizadas a corte por punzonamiento de la losa de fundación más el recubrimiento empleado:

$$h = d + r \Leftrightarrow 95 + 5$$

$$\boxed{h = 100 \text{ [cm]}}$$



Nota: Para calcular el canto útil mínimo de diseño. (d) siempre se debe analizar a la columna más desfavorable, que generalmente son las columnas que tengan mayor carga y menor sección.



Paso4.-Análisis de esfuerzos (Losa de fundación sobre lecho elástico)

Como se explica en la parte teórica el modelo estructural consiste en discretizar la fundación en pequeños elementos placas unidimensionales, la cantidad de elementos dependerá de la precisión requerida en el análisis de esfuerzos, puesto que todo programa computacional que utiliza la teoría de los elementos finitos, tiende a un cálculo matemático mas preciso, cuanto mayor sea la cantidad de elementos discretizados.

Entonces para realizar dicha modelación se procede a calcular las constantes de los elementos elásticos, esto se halla multiplicando el área de influencia de un punto de la fundación por el coeficiente de balasto:

$$k_i = k_s \cdot A_{\text{inf } i}$$

Donde: k_i = Constante del resorte en el nodo i .

k_s =Coeficiente de balasto.

A = Área de influencia del nodo i . $A = b \cdot c_i$

De donde se tiene que:

La discretizacion de la losa se realizará cada 10 [cm]

Esquinas:

$$k_1 = 2200000 \cdot (0.05) \cdot (0.05)$$

$$k_1 = 5500 [kg/m]$$

Centrales:

$$k_2 = 2200000 \cdot (0.1) \cdot (0.1)$$

$$k_2 = 22000 [kg/m]$$

Laterales:

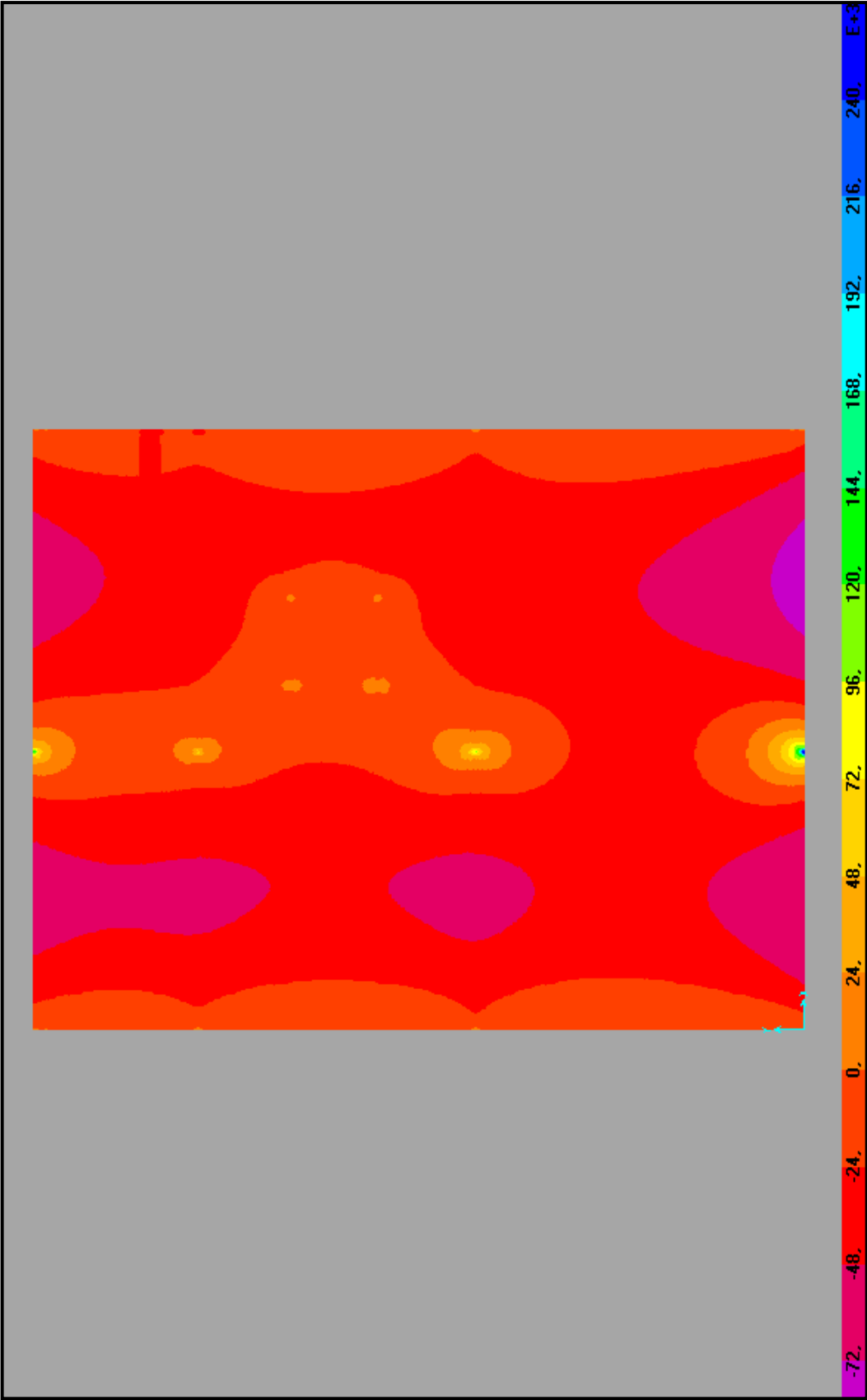
$$k_3 = 2200000 \cdot (0.1) \cdot (0.05)$$

$$k_3 = 11000 [kg/m]$$

Una vez calculadas las constantes de los elementos elásticos introducir al programa "SAP2000". Y como resultado, se obtendrán los diagramas de momentos M11 y momentos M22 como se muestra a continuación.

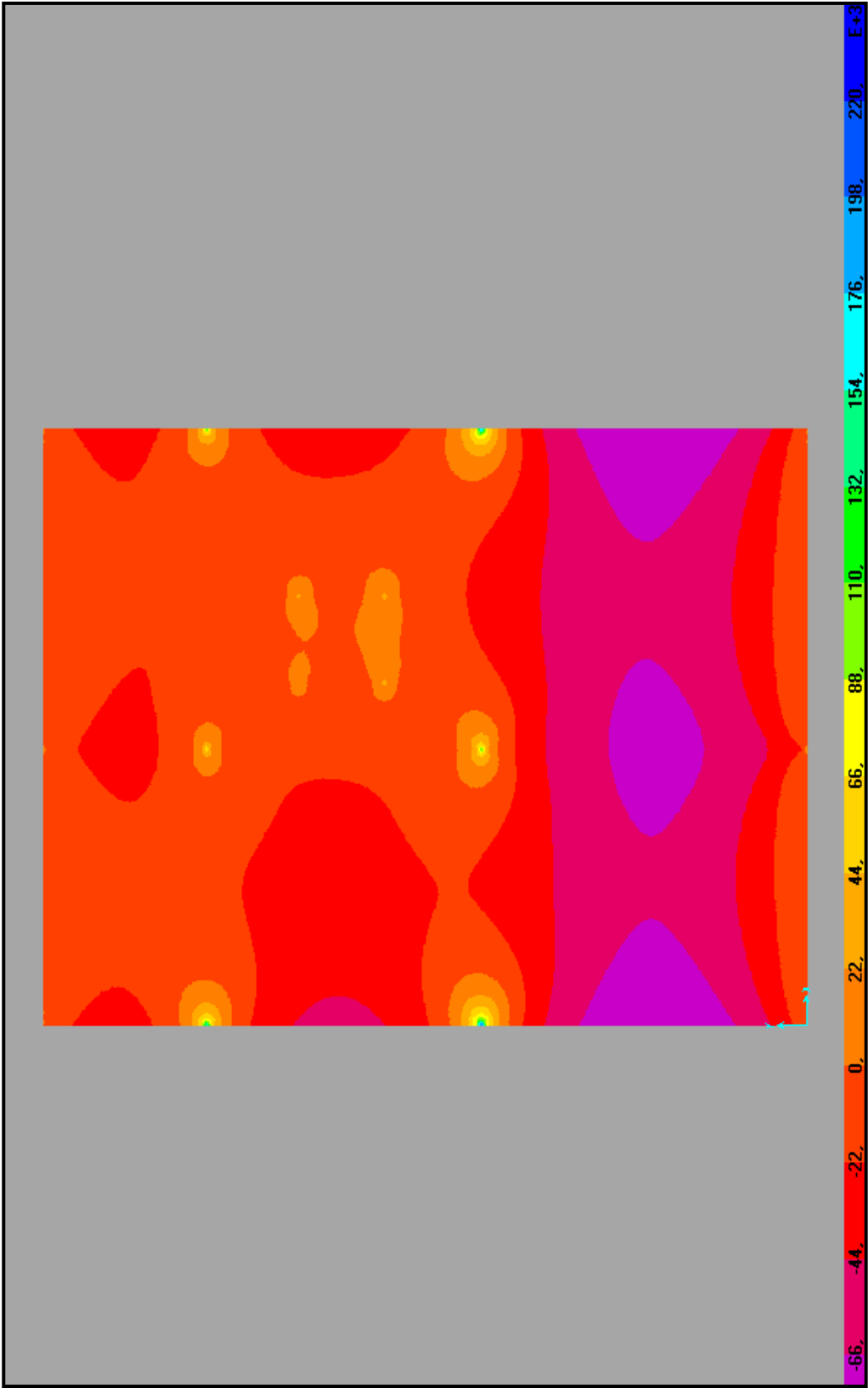


M-11





M-22





Paso 5.-Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la losa.

$$M = \phi \left[A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad \Leftrightarrow \quad a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c B}$$

$$A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot B} \right)}$$

Donde: $f_y = 4200 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$f'_c = 210 \text{ [kg / cm}^2\text{]}$

$d = 95 \text{ [cm]}$

$H = 100 \text{ [cm]}$

$B = 100 \text{ [cm]}$

$M = \text{momento 11 o momento 22}$

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot h \Rightarrow 0.0018 \cdot 100 \cdot 100$$

$$A_{s \min} = 18 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s \min} = \phi 20c / 17 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ Momento 11

Momento [kg.cm]	As [cm2]	As min [cm2]	Distribución	Acero de Complemento
-7200000	19.49	18.48	ø20c/17	1.0=ø16c/17
-4800000	12.89	18.48	ø20c/17	0
-2400000	6.397	18.48	ø20c/17	0
0	0	18.48	ø20c/17	0
2400000	6.397	18.48	ø20c/17	0
4800000	12.89	18.48	ø20c/17	0
7200000	19.49	18.48	ø20c/17	1.0=ø16c0/17
9600000	26.20	18.48	ø20c/17	7.72=ø16c/20

➤ **Momento 22**

Momento [kg.cm]	As [cm ²]	As min [cm ²]	Distribución	Acero de Complemento
-6600000	17.83	18.48	ø20c/17	0
-4400000	11.80	18.48	ø20c/17	0
-2200000	5.8	18.48	ø20c/17	0
0	0	18.48	ø20c/17	0
2200000	5.8	18.48	ø20c/17	0
4400000	11.80	18.48	ø20c/17	0
6600000	17.83	18.48	ø20c/17	0
8800000	23.96	18.48	ø20c/17	5.48=ø16c/17

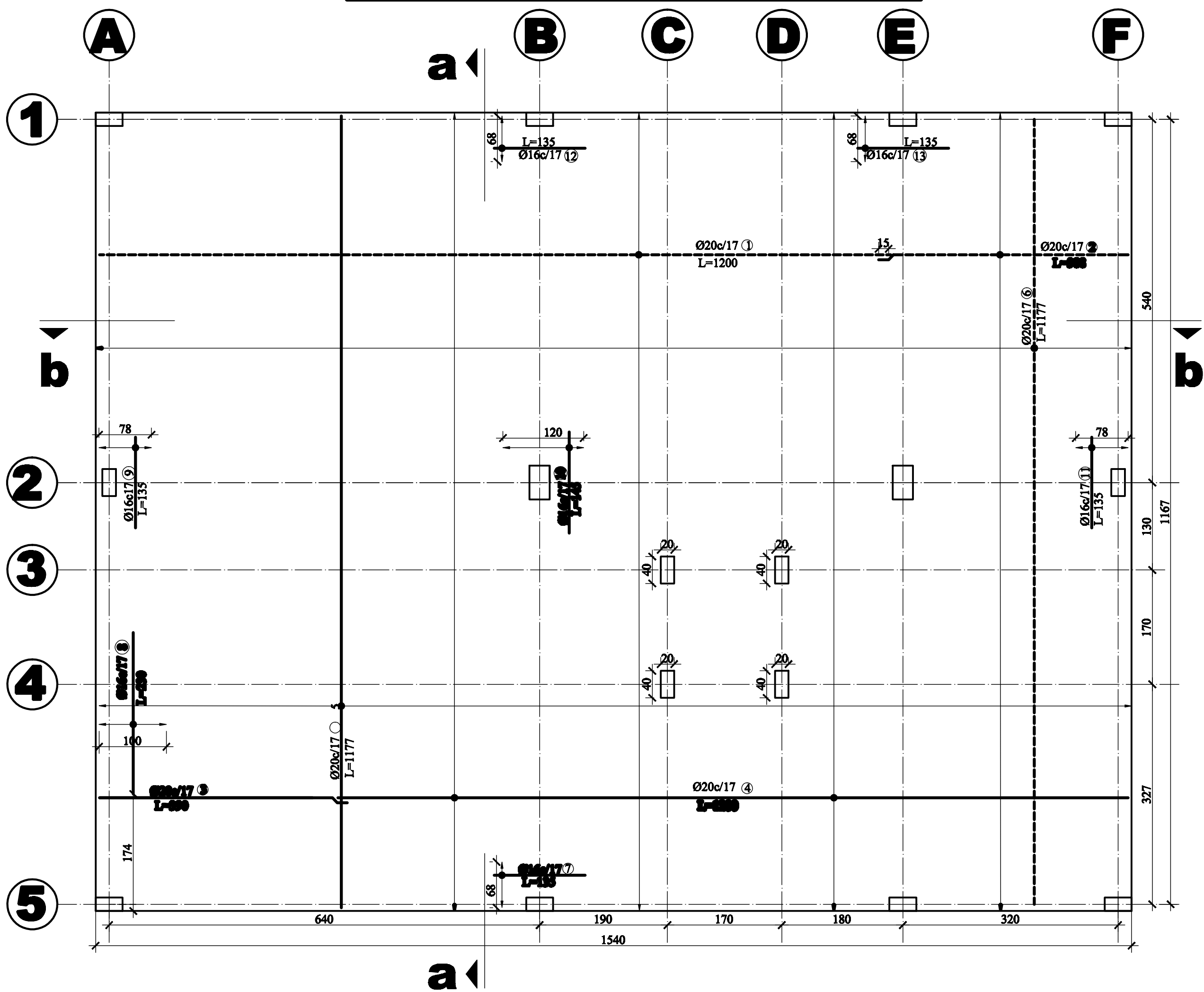
Paso6.-Planilla de aceros.

Posición	Diam.	Cantidad			espac.	Longitudes		Peso		Longitudes		
		Unitaria	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c
LOSA DE FUNDACIÓN												
1	20	69	1	69	-	12,00	828,00	2,47	2045,16	0,24	11,76	
2	20	69	1	69	-	3,88	267,72	2,47	661,27	0,24	3,49	0,15
3	20	69	1	69	-	3,90	269,10	2,47	664,68	0,24	3,51	0,15
4	20	69	1	69	-	12,00	828,00	2,47	2045,16	11,76	0,24	
5	20	91	1	91	-	11,77	1071,07	2,47	2645,54	11,77		
6	20	91	1	91	-	11,77	1071,07	2,47	2645,54	11,77		
7	16	4	1	4	-	1,35	5,40	1,58	8,53	1,35		
8	16	6	1	6	-	2,30	13,80	1,58	21,80	2,3		
9	16	5	1	5	-	1,35	6,75	1,58	10,67	1,35		
10	16	7	1	7	-	1,45	10,15	1,58	16,04	1,45		
11	16	5	1	5	-	1,35	6,75	1,58	10,67	1,35		
12	16	4	1	4	-	1,35	5,40	1,58	8,53	1,35		
13	16	4	1	4	-	1,35	5,40	1,58	8,53	1,35		
14	10	80	1	80	-	1,20	96,00	0,62	59,52	0,80	0,2	0,2

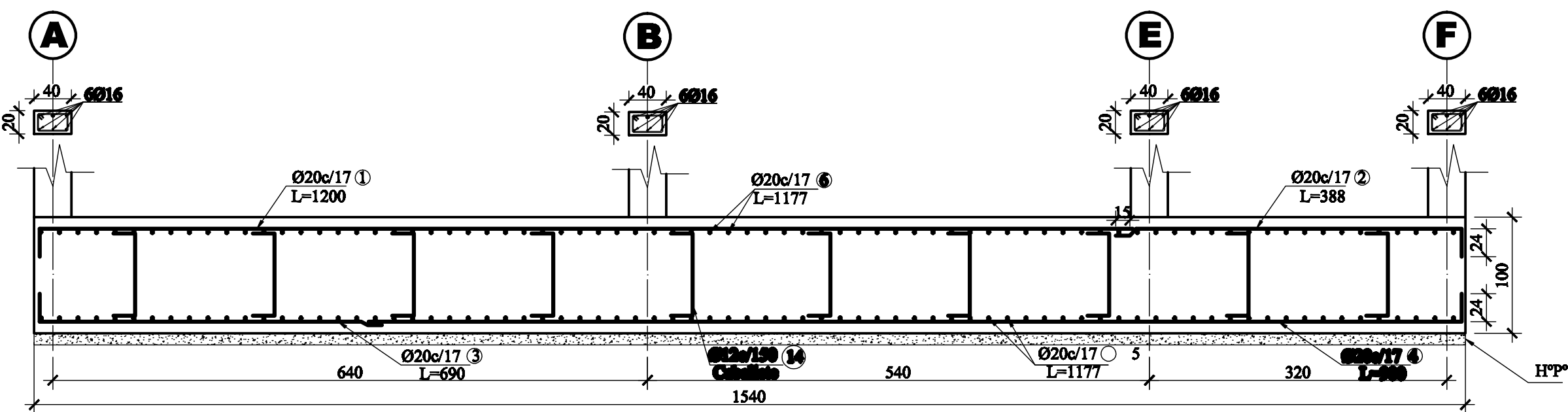
RESUMEN

Diametros (mm)	10	12	16	20	25	
Peso unitario (kg/m)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85	
Longitud (m)	96	0	53,65	4334,96	0	
N° de barras	8	0	4	361	0	Total Peso (Kg)
Peso (kg)	59,52	0	84,767	10707,4	0	10851,6382

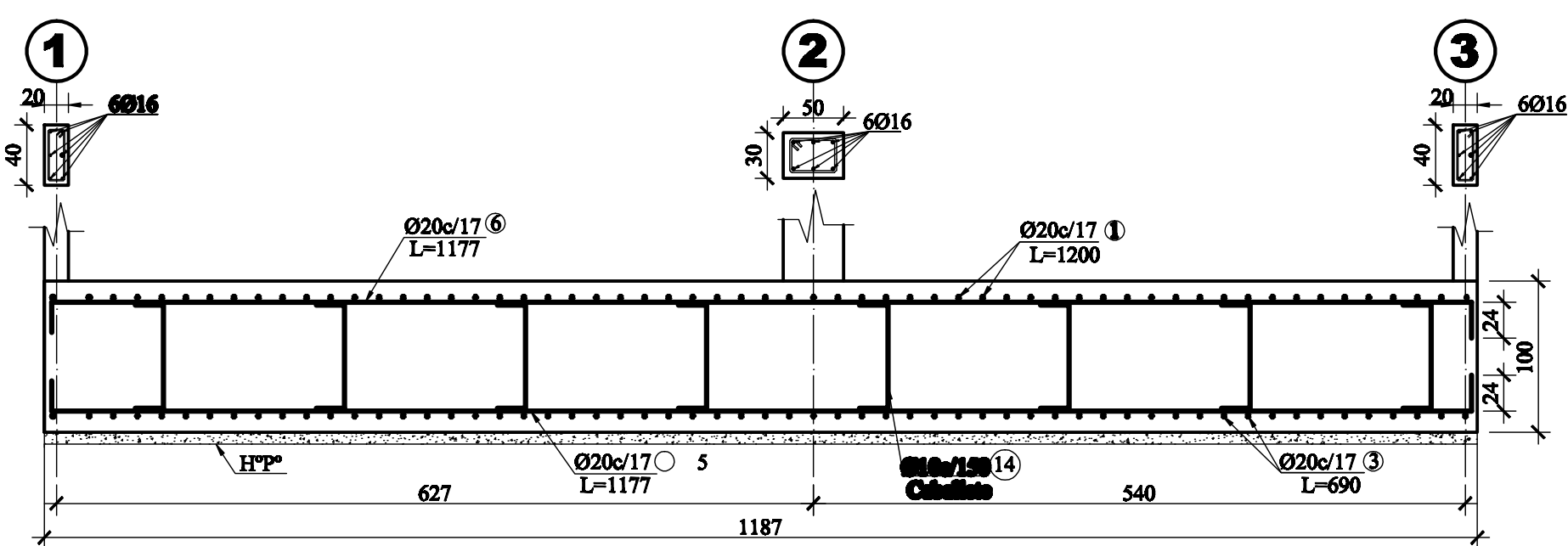
DETALLE DE LOS REFUERZOS Esc. 1:50



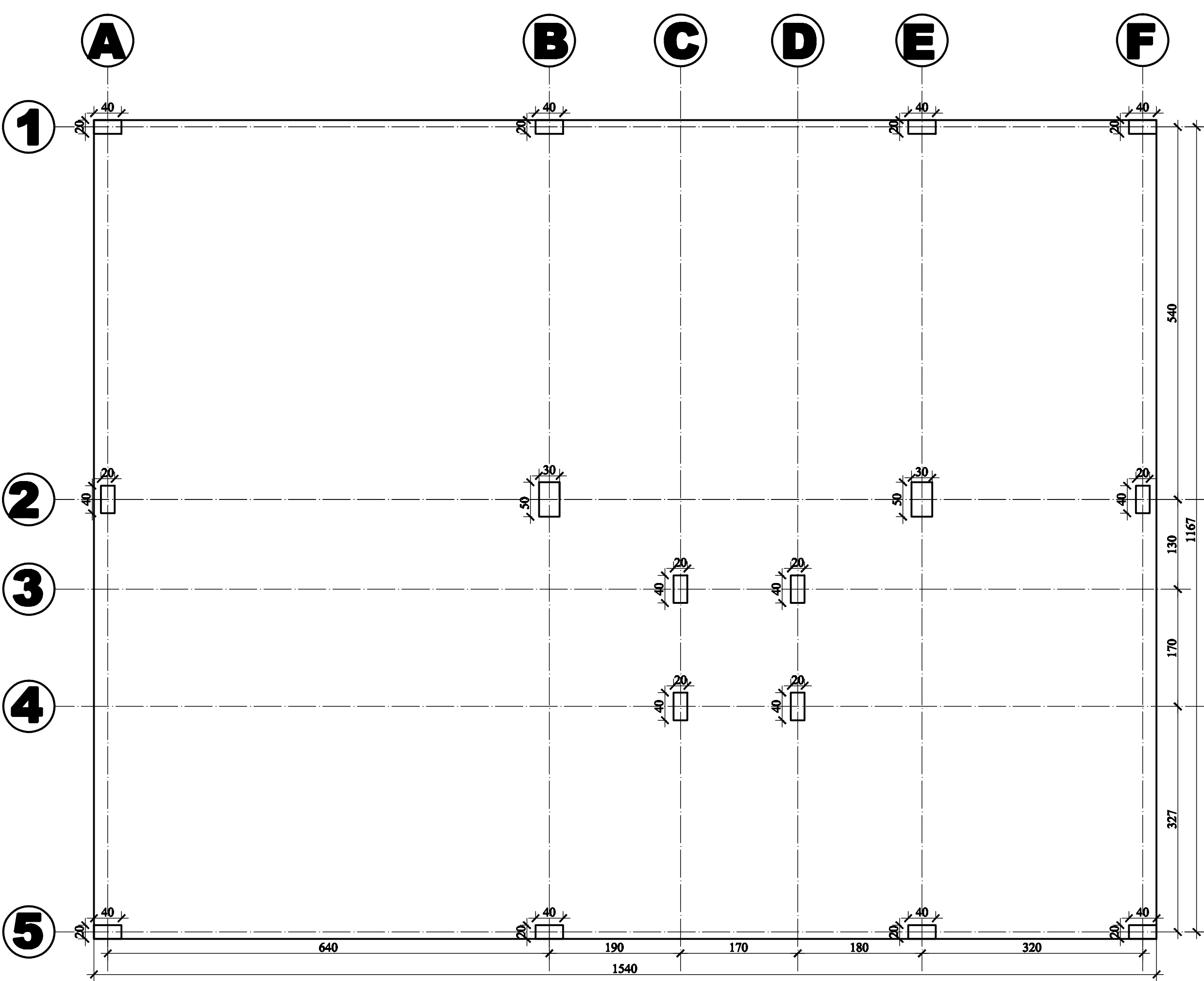
CORTE b-b Esc. Hor. 1:50 ; Ver. 1:40



CORTE a-a Esc. Hor. 1:50 ; Ver. 1:40



PLANTA DE FUNDACIÓN Esc. 1:50



PLANILLA DE ACEROS

Posición		Cantidad					Longitudes		Peso		Longitudes			
	Diam.	Unitaria	N Elem.	Total	espac.	Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c		
LOSA DE FUNDACIÓN														
1	20	69	1	69	-	12,00	828,00	2,47	2045,16	0,24	11,76			
2	20	69	1	69	-	3,88	267,72	2,47	661,27	0,24	3,49	0,15		
3	20	69	1	69	-	3,90	269,10	2,47	664,68	0,24	3,51	0,15		
4	20	69	1	69	-	12,00	828,00	2,47	2045,16	11,76	0,24			
5	20	91	1	91	-	11,77	1071,07	2,47	2645,54	11,77				
6	20	91	1	91	-	11,77	1071,07	2,47	2645,54	11,77				
7	16	4	1	4	-	1,35	5,40	1,58	8,53	1,35				
8	16	6	1	6	-	2,30	13,80	1,58	21,80	2,3				
9	16	5	1	5	-	1,35	6,75	1,58	10,67	1,35				
10	16	7	1	7	-	1,45	10,15	1,58	16,04	1,45				
11	16	5	1	5	-	1,35	6,75	1,58	10,67	1,35				
12	16	4	1	4	-	1,35	5,40	1,58	8,53	1,35				
13	16	4	1	4	-	1,35	5,40	1,58	8,53	1,35				
14	10	80	1	80	-	1,20	96,00	0,62	39,52	0,80	0,2	0,2		

RESUMEN						
Diametros (mm)	10	12	16	20	25	
Peso unitario (kg/m)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85	
Longitud (m)	96	0	53,65	4334,96	0	
N° de barras	8	0	4	361	0	Total Peso (Kg)
Peso (kg)	59,52	0	84,767	10707,4	0	10851,6382

NOTAS GENERALES	
Norma de diseño: Columnas: ACI318-05	
Fundaciones: ACI318-05	
Resistencia admisible del suelo:	qa=1.0[kg/cm²]
Resistencia de los materiales:	
Hormigón:	fc=210[kg/cm²]
Acero:	fy=4200[kg/cm²]
Tamaño máximo de agregado:	40[mm]
Carpeta de hormigón pobre: HºPº	
	5-10[cm]
Recubrimientos:	
Fundaciones:	5[cm]
Columnas:	2,5[cm]
Unidades de acotación:	cm

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMON
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUNDACIONES I

ANEXO G
DISEÑO
DE
LOSA DE FUNDACIÓN

CALCULADO POR:
CAMACHO TORRICO LISBETH C.
SEMPERTEGUI TAPIA GABRIELA

ESCALA:
INDICADA

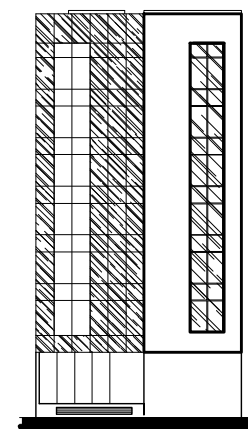
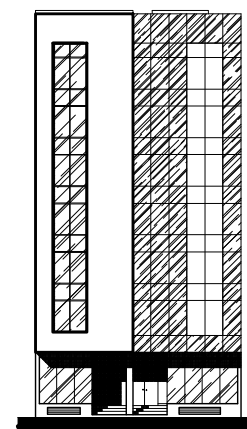
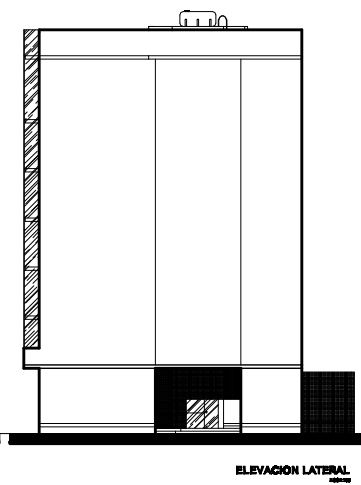
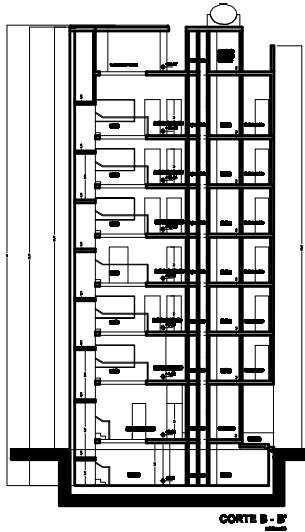
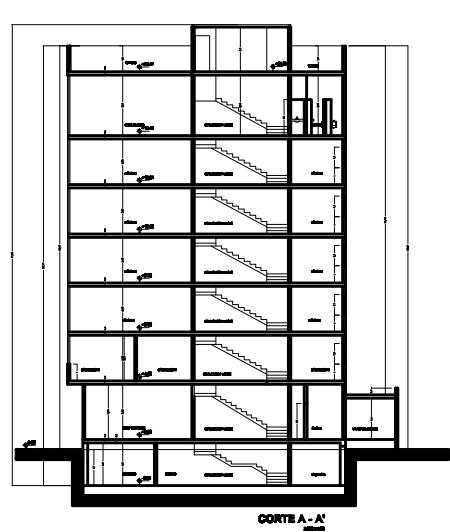
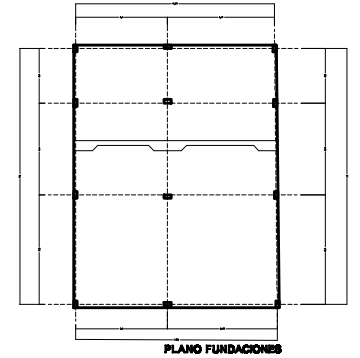
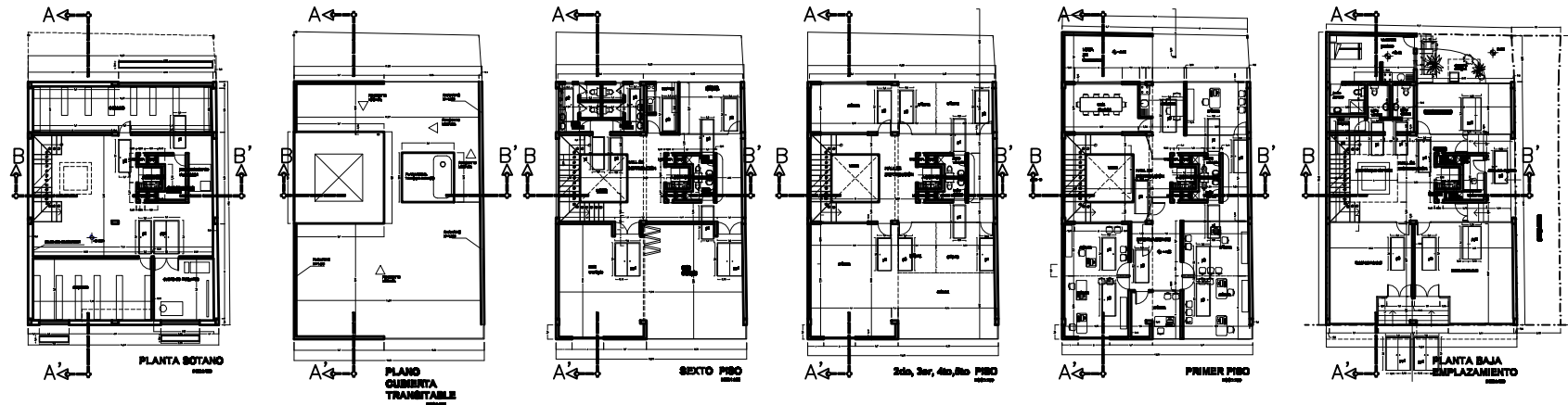
LAMINA:
ÚNICA:



TUTOR:
ING. MSC. MARTIN DUCHEN AYALA

FECHA:
ABRIL-2009

GST

LACT



PROYECTO: EDIFICIO PARA DEFENSA DEL NIÑO INTERNACIONAL		RELACION DE SUPERFICIES: SUPERFICIE TOTAL DEL LOTE: 220.28 M ²	
PROPIETARIO: DEFENSA DEL NIÑO INTERNACIONAL - BOLIVIA		SUP. CONSTRUIDA PLANTA SOTANO: 8 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 0: 8626.72 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 1: 612.50 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 2: 4485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 3: 4485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 4: 4485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 5: 4485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA TOTAL: 1573.56 M ²	
ARQUITECTO: 		REVALIDACION:	
SELLO DE APROBACION:		ESCALA: 1:100	
PLANO DE UBICACION: 		Nº DE LAMINA: Unica	
ZONA: SUDESTE DISTRITO: 10 SUBDISTRITO: 12 MANZANA: 0.20 CALLE: CALAMA N° 6-0544		SELLO COLEJO DE ARQUITECTOS: FECHA: Mayo de 2004	



ANEXO H

PROYECTO LOSA CON VIGAS DE FUNDACIÓN EN UNA DIRECCIÓN

En el proyecto se realizará el diseño de una losa con vigas de fundación de un edificio destinado para vivienda y oficinas, el cual consta de un sótano y siete plantas.

Se deberá realizar la simulación de la vivienda en un programa estructural, el programa computacional utilizado para el proyecto es el SAP-2000, del análisis realizado por el programa se obtiene los esfuerzos a los que está sometida la estructura, y con estos se diseña las columnas y fundaciones de la estructura.

I. DATOS DEL PROYECTO

➤ **Ubicación del proyecto**

El proyecto está ubicado en la ciudad de Cochabamba, sobre la calle Calama entre Lanza y San Martín, distrito 10, sub. Distrito 12. El edificio consta de un sótano y siete plantas. Como se detalla en el plano arquitectónico.

➤ **Características generales del estudio de suelos**

Como no se cuenta con un estudio de suelos del lugar de emplazamiento de la obra, se adoptará un valor, para la carga admisible del suelo (q_a):

El valor adoptado será:

$$q_a = 1.0 [\text{kg}/\text{cm}^2]$$

➤ **Límite de fluencia del acero**

Fluencia del acero: $f_y = 4200 [\text{kg}/\text{cm}^2]$

➤ **Resistencia característica del Hº**

Resistencia característica del hormigón: $f'_c = 210 [\text{kg}/\text{cm}^2]$

➤ **Normas de diseño empleadas**

Para el diseño de columnas y zapatas se utilizará la norma ACI 318 – 05

➤ **Recubrimientos**

Los recubrimientos usados para la elaboración del proyecto son:

- Columnas: 2.5 [cm]
- Fundaciones: 5 [cm]



➤ **Justificación del uso del tipo de fundación**

El tipo de fundación elegido para este proyecto es losa de fundación con vigas en una dirección debido a que las cargas son muy grandes por la altura del edificio, y la existencia de sótano.

➤ **Coeficiente de balasto**

El valor adoptado para el coeficiente de balasto del suelo es en relación con la carga admisible del suelo (q_a) ver **tabla [2.17]** capítulo 2.

$$k = 2.2[\text{kg} / \text{cm}^3] = 22000000[\text{kg} / \text{cm}^3]$$

II. PREDISEÑO DE ELEMENTOS

➤ **Vigas:**

Para el prediseño asumir las dimensiones de la viga mas larga es decir la viga más crítica, para poder uniformizar con el resto de la estructura.

$$h = \text{Luz de la viga} / 12 \Rightarrow h = 643 / 12$$

$$h = 50[\text{cm}]$$

Por ser la dimensión calculada muy grande se adoptó para la simulación de la estructura en el programa las siguientes dimensiones:

$$h = 40[\text{cm}]$$

$$b = 20[\text{cm}]$$

➤ **Losas:**

Para el prediseño de la losa elegir la losa más grande. En este caso la de $6.43 \times 6.4[\text{m}]$

$$h_{\min} = \frac{l_n \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot \beta}$$

Donde: β = Es la relación de la luz larga y la luz corta de la losa más grande:

$$\Rightarrow \beta = \frac{6.43}{6.4} = 1 \Rightarrow \text{losa en dos direcciones}$$

$$h_{\min} = \frac{6.43 \cdot \left(0.8 + \frac{4200}{14000} \right)}{36 + 9 \cdot 1} = 16 [\text{cm}]$$

Por ser la dimensión calculada muy grande se adoptó para la simulación de la estructura en el programa el siguiente espesor de losa:

$$h_{\min} = 15 [\text{cm}]$$

➤ **Escaleras:**

$$\text{Huella} = 30 [\text{cm}]$$

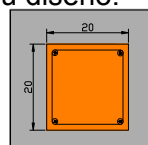
$$\text{Contra huella} = 17 [\text{cm}]$$

$$\text{Espesor} = (1n/28) = 12 [\text{cm}]$$

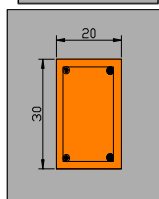


➤ **Columnas:**

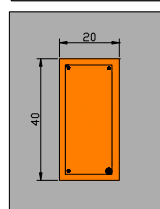
La sección de columnas para cada planta asume el criterio de descenso de cargas, esto para introducir la sección de columnas. En el paquete estructural SAP-2000 para luego proceder a su diseño.



$20 \times 20 [cm]$ Para última planta



$20 \times 30 [cm]$ Para tercera y cuarta y quinta planta



$20 \times 40 [cm]$ Para primera y segunda planta

II. DETERMINACIÓN DE CARGAS.

El programa estructural considera la carga muerta de toda la estructura, cómo el peso de las losa, viga y también de las columnas por tal motivo solo especificamos cuanto se asumió de carga viva según el manual de carga ASCE 7-05 Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures y el código ACI.

➤ **Carga muerta losa:**

$$\text{Peso yeso} = 36 [kg/m^2]$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 34 [kg/m^2]$$

$$\text{Peso Piso} = 75 [kg/m^2]$$

$$\text{Lu min aria} = 15 [kg/m^2]$$

$$\text{Muro de partición} = 100 [kg/m^2]$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 260 [kg/m^2]$$

➤ **Carga muerta Escalera:**

$$\text{Peso yeso} = 36 [kg/m^2]$$

$$\text{Peso del contrapiso} = 60 [kg/m^2]$$

$$\text{Peso Piso} = 66 [kg/m^2]$$

$$\text{Lu min aria} = 15 [kg/m^2]$$

$$\text{Peso del peldaño} = 210 [kg/m^2]$$

$$\text{Carga distribuida sobre la losa} = 387 [kg/m^2]$$



➤ **Carga viva losas:**

Según el código ASCE 7-05, las cargas vivas para oficinas son:

$$Carga\ viva\ para\ losas = 250[kg/m^2]$$

$$Carga\ viva\ para\ escaleras = 500[kg/m^2]$$

➤ **Combinaciones de carga:**

Según el código ACI se toma las combinaciones críticas para diseño de columnas y fundaciones:

$$Comb1 = 1.4CM$$

$$Comb2 = 1.2CM + 1.6CV$$

V. ANALISIS ESTRUCTURAL.

Para el análisis estructural del proyecto se utilizó el programa SAP-2000, tipificando la idealización del modelo matemático cargado por losas o SSHELL elementos bidimensionales, el cargado respectivo de la estructura se detallará en los datos de entrada del programa:

1. DATOS DE ENTRADA.

TABLE: Program Control				
ProgramName	Version	ProgLevel	ConcCode	AlumCode
Text	Text	Text	Text	Text
SAP2000	11.0.0	Advanced	ACI 318-05/IBC2003	AA-ASD 2000

TABLE: Load Case Definitions		
LoadCase	DesignType	SelfWtMult
Text	Text	Unitless
MUERTA	DEAD	1
VIVA	LIVE	0

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
C1=1.4D	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1,4
C2=1.2D+1.6L	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1,2
C2=1.2D+1.6L			Linear Static	VIVA	1,6
SERVICIO	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1
SERVICIO			Linear Static	VIVA	1

TABLE: Frame Section Properties 01 -General					
SectionName	Material	Shape	t3	t2	Area
Text	Text	Text	m	m	m2
COL20X20	3000Psi	Rectangular	0,2	0,2	0,0625
COL20X30	3000Psi	Rectangular	0,2	0,3	0,09
COL20X40	3000Psi	Rectangular	0,2	0,4	0,16
VIGA40X20	3000Psi	Rectangular	0,4	0,2	0,08



2. DATOS DE SALIDA.

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
1	0	C1=1.4D	-125211.45	-1089.4	-2619.86	13.14	-2330.24	-914.84
1	1.3	C1=1.4D	-124511.76	-1089.4	-2619.86	13.14	1075.58	501.38
1	2.6	C1=1.4D	-123812.07	-1089.4	-2619.86	13.14	4481.39	1917.61
1	0	C2=1.2D+1.6L	-141664.78	-1469.44	-2900.79	14.3	-2544.71	-1357.95
1	1.3	C2=1.2D+1.6L	-141065.05	-1469.44	-2900.79	14.3	1226.31	552.33
1	2.6	C2=1.2D+1.6L	-140465.32	-1469.44	-2900.79	14.3	4997.33	2462.6
1	0	SERVICIO	-110899.67	-1112.94	-2280.82	11.28	-2006.56	-1012.08
1	1.3	SERVICIO	-110399.9	-1112.94	-2280.82	11.28	958.51	434.74
1	2.6	SERVICIO	-109900.12	-1112.94	-2280.82	11.28	3923.58	1881.56
2	0	C1=1.4D	-215436.17	-426.93	-3690.81	13.79	-3144.96	-354.31
2	1.3	C1=1.4D	-214736.48	-426.93	-3690.81	13.79	1653.09	200.69
2	2.6	C1=1.4D	-214036.79	-426.93	-3690.81	13.79	6451.14	755.7
2	0	C2=1.2D+1.6L	-265499.55	-679.91	-4661.63	13.79	-3929.54	-693.22
2	1.3	C2=1.2D+1.6L	-264899.82	-679.91	-4661.63	13.79	2130.58	190.67
2	2.6	C2=1.2D+1.6L	-264300.09	-679.91	-4661.63	13.79	8190.7	1074.55
2	0	SERVICIO	-204407.97	-501.18	-3572.59	11.08	-3017.56	-496.53
2	1.3	SERVICIO	-203908.19	-501.18	-3572.59	11.08	1626.81	155
2	2.6	SERVICIO	-203408.41	-501.18	-3572.59	11.08	6271.18	806.54
3	0	C1=1.4D	-140217.83	1440.18	-2647.09	22.04	-2185.78	1225.7
3	1.3	C1=1.4D	-139518.15	1440.18	-2647.09	22.04	1255.44	-646.53
3	2.6	C1=1.4D	-138818.46	1440.18	-2647.09	22.04	4696.65	-2518.76
3	0	C2=1.2D+1.6L	-160009.16	1709.57	-2980.96	24.14	-2444.2	1327.1
3	1.3	C2=1.2D+1.6L	-159409.43	1709.57	-2980.96	24.14	1431.05	-895.34
3	2.6	C2=1.2D+1.6L	-158809.7	1709.57	-2980.96	24.14	5306.3	-3117.79
3	0	SERVICIO	-125044.62	1325.66	-2335.8	19.03	-1917.94	1048.31
3	1.3	SERVICIO	-124544.85	1325.66	-2335.8	19.03	1118.59	-675.04
3	2.6	SERVICIO	-124045.07	1325.66	-2335.8	19.03	4155.12	-2398.4
4	0	C1=1.4D	-179057.55	-3098.56	551.09	-18.4	394.63	-2653.1
4	1.3	C1=1.4D	-178357.87	-3098.56	551.09	-18.4	-321.79	1375.03
4	2.6	C1=1.4D	-175790.41	-1595.49	2855.31	41.31	-3377.25	3824.09
4	0	C2=1.2D+1.6L	-208789.98	-4077.03	373.34	-40.23	300.91	-3603.91
4	1.3	C2=1.2D+1.6L	-208190.25	-4077.03	373.34	-40.23	-184.43	1696.23
4	2.6	C2=1.2D+1.6L	-204770.93	-2300.4	4288.58	71.73	-4587.34	5052.56
4	0	SERVICIO	-162468.3	-3101.46	331.75	-28.43	258.54	-2726.21
4	1.3	SERVICIO	-161968.52	-3101.46	331.75	-28.43	-172.73	1305.68
4	2.6	SERVICIO	-159372.98	-1722.66	3190.24	52.21	-3470.17	3840.72



ABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
5	0	C1=1.4D	-224076.9	478.01	2500.09	12.07	2051.04	313.5
5	1.3	C1=1.4D	-223377.22	478.01	2500.09	12.07	-1199.08	-307.91
5	2.6	C1=1.4D	-222677.53	478.01	2500.09	12.07	-4449.2	-929.33
5	0	C2=1.2D+1.6L	-276904.12	445.58	3228.83	9.83	2693.81	159.48
5	1.3	C2=1.2D+1.6L	-276304.39	445.58	3228.83	9.83	-1503.67	-419.77
5	2.6	C2=1.2D+1.6L	-275704.66	445.58	3228.83	9.83	-5701.15	-999.02
5	0	SERVICIO	-213078.81	363.84	2464.47	8.3	2049.89	155.66
5	1.3	SERVICIO	-212579.03	363.84	2464.47	8.3	-1153.91	-317.34
5	2.6	SERVICIO	-212079.25	363.84	2464.47	8.3	-4357.72	-790.34
6	0	C2=1.2D+1.6L	-181884.1	2634.15	1706.88	9.83	1471.39	2011.2
6	1.3	C2=1.2D+1.6L	-181284.37	2634.15	1706.88	9.83	-747.55	-1413.2
6	2.6	C2=1.2D+1.6L	-180684.64	2634.15	1706.88	9.83	-2966.49	-4837.6
6	0	SERVICIO	-142543.15	2024.85	1316.51	8.35	1133.34	1560.44
6	1.3	SERVICIO	-142043.38	2024.85	1316.51	8.35	-578.12	-1071.87
6	2.6	SERVICIO	-141543.6	2024.85	1316.51	8.35	-2289.58	-3704.17
7	0	C1=1.4D	-77246.02	-58.86	-2.91	14.19	-33.4	-149.36
7	1.3	C1=1.4D	-76546.33	-58.86	-2.91	14.19	-29.61	-72.84
7	2.6	C1=1.4D	-75846.65	-58.86	-2.91	14.19	-25.82	3.69
7	0	C2=1.2D+1.6L	-87716.62	-120.88	72.57	11.87	53.27	-314.81
7	1.3	C2=1.2D+1.6L	-87116.89	-120.88	72.57	11.87	-41.07	-157.68
7	2.6	C2=1.2D+1.6L	-86517.16	-120.88	72.57	11.87	-135.4	-0.54
7	0	SERVICIO	-68616.82	-86.06	44.83	9.95	27.33	-223.43
7	1.3	SERVICIO	-68117.05	-86.06	44.83	9.95	-30.95	-111.55
7	2.6	SERVICIO	-67617.27	-86.06	44.83	9.95	-89.24	0.32
8	0	C1=1.4D	-82184.44	-396.74	158.68	9.79	125.35	-430.79
8	1.3	C1=1.4D	-81484.75	-396.74	158.68	9.79	-80.93	84.97
8	2.6	C1=1.4D	-80785.06	-396.74	158.68	9.79	-287.21	600.74
8	0	C2=1.2D+1.6L	-92549.08	-621.72	280.21	6.74	256.15	-731.62
8	1.3	C2=1.2D+1.6L	-91949.35	-621.72	280.21	6.74	-108.13	76.61
8	2.6	C2=1.2D+1.6L	-91349.62	-621.72	280.21	6.74	-472.41	884.83
8	0	SERVICIO	-72518.97	-459.42	203.47	5.96	182.48	-534.19
8	1.3	SERVICIO	-72019.19	-459.42	203.47	5.96	-82.03	63.05
8	2.6	SERVICIO	-71519.42	-459.42	203.47	5.96	-346.54	660.3
9	0	C1=1.4D	-70158.38	-29.33	122.29	7.72	71.89	-134.37
9	1.3	C1=1.4D	-69458.69	-29.33	122.29	7.72	-87.08	-96.24
9	2.6	C1=1.4D	-68759	-29.33	122.29	7.72	-246.06	-58.11



TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
9	0	C2=1.2D+1.6L	-78400.81	-59.48	160.72	3.82	127.79	-257.94
9	1.3	C2=1.2D+1.6L	-77801.08	-59.48	160.72	3.82	-81.15	-180.62
9	2.6	C2=1.2D+1.6L	-77201.35	-59.48	160.72	3.82	-290.1	-103.29
9	0	SERVICIO	-61528.79	-42.41	122.29	3.77	92.71	-185.21
9	1.3	SERVICIO	-61029.01	-42.41	122.29	3.77	-66.27	-130.07
9	2.6	SERVICIO	-60529.24	-42.41	122.29	3.77	-225.25	-74.93
10	0	C1=1.4D	-73959.42	-388.11	38.28	12.49	24.63	-434.71
10	1.3	C1=1.4D	-73259.74	-388.11	38.28	12.49	-25.13	69.84
10	2.6	C1=1.4D	-72560.05	-388.11	38.28	12.49	-74.89	574.39
10	0	C2=1.2D+1.6L	-81950.77	-587.78	53.83	9.51	66.66	-701.54
10	1.3	C2=1.2D+1.6L	-81351.04	-587.78	53.83	9.51	-3.32	62.57
10	2.6	C2=1.2D+1.6L	-80751.3	-587.78	53.83	9.51	-73.3	826.68
10	0	SERVICIO	-64426.27	-436.67	40.48	8.17	46.06	-516.09
10	1.3	SERVICIO	-63926.49	-436.67	40.48	8.17	-6.56	51.58
10	2.6	SERVICIO	-63426.72	-436.67	40.48	8.17	-59.19	619.25
11	0	C1=1.4D	-138472.72	-4276.33	520.58	-85.32	206.41	-2969.65
11	1.3	C1=1.4D	-137037.69	-2069.2	597.79	-64.83	-262.6	1237.67
11	2.6	C1=1.4D	-136338	-2069.2	597.79	-64.83	-1039.73	3927.63
11	0	C2=1.2D+1.6L	-159074.65	-5857.76	-368.02	-141.52	-222.14	-4028.43
11	1.3	C2=1.2D+1.6L	-157299.13	-2636.82	986.6	-104.56	-147.76	1609.93
11	2.6	C2=1.2D+1.6L	-156699.4	-2636.82	986.6	-104.56	-1430.34	5037.79
11	0	SERVICIO	-124148.93	-4424.73	-137.05	-103.68	-101.98	-3048.06
11	1.3	SERVICIO	-122782.97	-2017.51	723.37	-76.93	-139.24	1227.22
12	2.6	C1=1.4D	-150129.3	779.21	-209.86	7.46	335.83	-1494.31
12	0	C2=1.2D+1.6L	-179242.93	894.39	-86.62	4.8	-71.8	542.53
12	1.3	C2=1.2D+1.6L	-178643.2	894.39	-86.62	4.8	40.82	-620.17
12	2.6	C2=1.2D+1.6L	-178043.47	894.39	-86.62	4.8	153.43	-1782.88
12	0	SERVICIO	-139085.52	698.14	-91.61	4.33	-82.34	434.01
12	1.3	SERVICIO	-138585.75	698.14	-91.61	4.33	36.76	-473.56
12	2.6	SERVICIO	-138085.97	698.14	-91.61	4.33	155.86	-1381.14
13	0	C1=1.4D	-107979.76	1264.38	474.85	7.85	413.91	940.92
13	1.3	C1=1.4D	-107280.07	1264.38	474.85	7.85	-203.39	-702.78
13	2.6	C1=1.4D	-106580.39	1264.38	474.85	7.85	-820.7	-2346.47
13	0	C2=1.2D+1.6L	-117584.86	1582.15	486.24	4.2	436.68	1117.16
13	1.3	C2=1.2D+1.6L	-116985.12	1582.15	486.24	4.2	-195.44	-939.63
13	2.6	C2=1.2D+1.6L	-116385.39	1582.15	486.24	4.2	-827.55	-2996.42

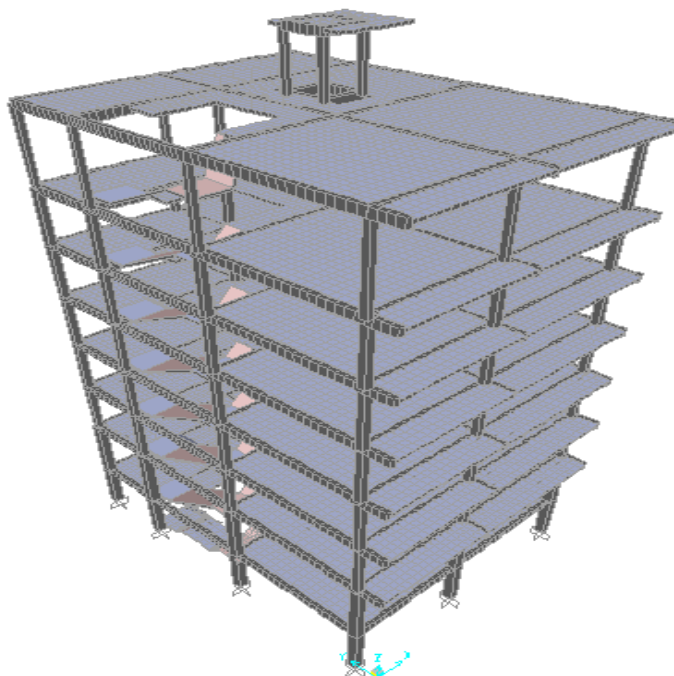


TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Kg	Kg	Kg	Kg-m	Kg-m	Kg-m
13	0	SERVICIO	-92772.63	1214.63	388.7	4.03	346.84	866.25
13	1.3	SERVICIO	-92272.86	1214.63	388.7	4.03	-158.47	-712.77
13	2.6	SERVICIO	-91773.08	1214.63	388.7	4.03	-663.77	-2291.78
14	0	C1=1.4D	-73673.17	-895.28	599.08	23.94	396.63	-923.04
14	1.3	C1=1.4D	-72973.49	-895.28	599.08	23.94	-382.18	240.82
14	2.6	C1=1.4D	-72273.8	-895.28	599.08	23.94	-1160.99	1404.68
14	0	C2=1.2D+1.6L	-77024.83	-1176.19	691.68	32.43	481.3	-1256.81
14	1.3	C2=1.2D+1.6L	-76425.1	-1176.19	691.68	32.43	-417.88	272.24
14	2.6	C2=1.2D+1.6L	-75825.37	-1176.19	691.68	32.43	-1317.06	1801.3
14	0	SERVICIO	-61296.44	-894.99	539.28	24.54	371.64	-950.33
14	1.3	SERVICIO	-60796.67	-894.99	539.28	24.54	-329.42	213.16
14	2.6	SERVICIO	-60296.89	-894.99	539.28	24.54	-1030.48	1376.65
15	0	C1=1.4D	-128319.78	-323.36	1011.85	8.86	816.91	-419.63
15	1.3	C1=1.4D	-127620.09	-323.36	1011.85	8.86	-498.49	0.73
15	2.6	C1=1.4D	-126920.4	-323.36	1011.85	8.86	-1813.9	421.1
15	0	C2=1.2D+1.6L	-140606.11	-465.18	1260.32	7.29	1061.75	-621.15
15	1.3	C2=1.2D+1.6L	-140006.38	-465.18	1260.32	7.29	-576.67	-16.42
15	2.6	C2=1.2D+1.6L	-139406.65	-465.18	1260.32	7.29	-2215.08	588.32
15	0	SERVICIO	-110793.07	-348.48	968.39	6.14	809.47	-463.15
15	1.3	SERVICIO	-110293.29	-348.48	968.39	6.14	-449.43	-10.13
15	2.6	SERVICIO	-109793.51	-348.48	968.39	6.14	-1708.34	442.89
16	0	C1=1.4D	-79127.68	884.54	596.96	2.62	513.64	609.01
16	1.3	C1=1.4D	-78427.99	884.54	596.96	2.62	-262.41	-540.9
16	2.6	C1=1.4D	-77728.3	884.54	596.96	2.62	-1038.46	-1690.81
16	0	C2=1.2D+1.6L	-82695.77	1139.04	691.62	0.04321	607.18	743.72
16	1.3	C2=1.2D+1.6L	-82096.04	1139.04	691.62	0.04321	-291.93	-737.03
16	2.6	C2=1.2D+1.6L	-81496.31	1139.04	691.62	0.04321	-1191.03	-2217.79
16	0	SERVICIO	-65814.8	869.86	538.86	0.49	471.21	573.58
16	1.3	SERVICIO	-65315.02	869.86	538.86	0.49	-229.31	-557.24
16	2.6	SERVICIO	-64815.25	869.86	538.86	0.49	-929.84	-1688.05

	Carga sin mayorar (P)
	Carga mayorada (Pu)
	Momento 2 y 3 en la parte inferior
	Momento 2 y 3 en la parte superior



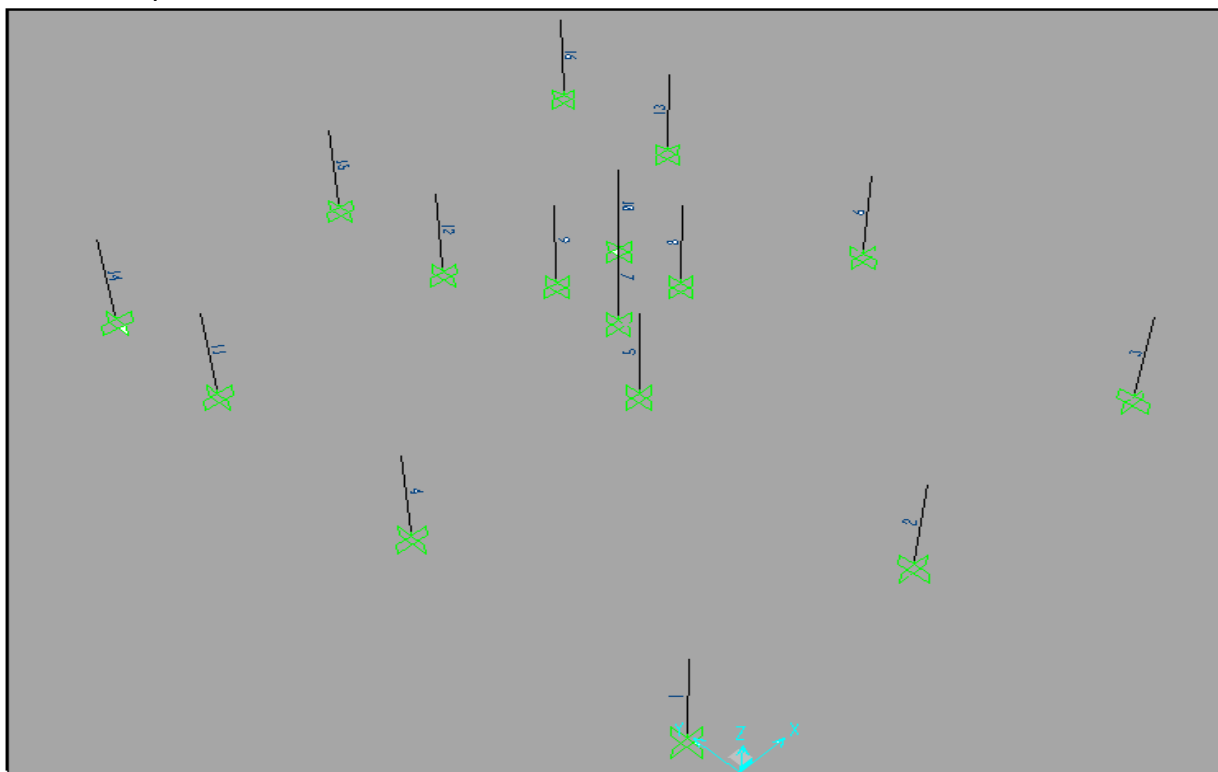
3. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA.



V. DISEÑO DE COLUMNAS.

El diseño de columnas se realizará en base de la norma ACI 318-02, con la ayuda del programa CSI Col.

En el esquema se muestra la ubicación de las columnas en el interior de la estructura.





Se tiene el siguiente resumen del diseño de las columnas:

Número de columna	Carga Axial (P) [tn]	Carga Axial (Pu) [tn]	Sección	Refuerzo	Ubicación
1	110,9	141,66	20x40	6ø20	A -6
2	204,41	265,5	40x20	6ø25	B -6
3	125,04	160,01	20x40	6ø16	E -6
4	162,47	208,79	20x40	6ø20	A -5
5	213,08	276,9	30x50	6ø25	B -5
6	142,54	181,88	20x40	6ø20	E -5
7	68,62	87,72	40x20	6ø20	C -4
8	72,52	92,55	40x20	6ø20	D -4
9	61,53	78,4	40x20	6ø20	C -3
10	64,43	81,95	40x20	6ø20	D -3
11	124,15	159,07	20x40	6ø20	A-2
12	139,09	179,24	30x50	6ø20	B -2
13	92,77	117,58	20x40	6ø16	E -2
14	61,296	77,02	20x40	4ø16	A -1
15	110,79	140,61	40x20	6ø20	B -1
16	65,82	82,69	20x40	6ø16	E -1

VI. DISEÑO DE FUNDACIÓN.

Paso1.-Ubicación de la resultante

➤ Calcular la resultante

$$R = \sum_{i=1}^n P_i = 110.9 + 204.41 + 125.04 + 162.47 + 213.08 + 142.54 + 68.62 + 72.52 + 61.53 + 64.43 + 124.15 \\ + 139.09 + 92.77 + 61.296 + 110.79 + 65.82$$

$$R = 1819.445[tn]$$

➤ Las dimensiones de la losa de fundación con vigas es: $B = 15.40[m]$ y $L = 11.87[m]$

Como la sección es rectangular, entonces las coordenadas del centro de gravedad serán:

$$x_G = \frac{L}{2} = \frac{11.87}{2} \Rightarrow x_G = 5.935[m]$$

$$y_G = \frac{B}{2} = \frac{15.40}{2} \Rightarrow y_G = 7.70[m]$$

➤ Determinar las coordenadas de la resultante:

$$R \cdot x_R = \sum_{i=1}^{16} P_i \cdot d_i$$

$$x_R = \frac{0.2 \cdot (P_1 + P_4 + P_{11} + P_{14}) + 5.6 \cdot (P_2 + P_5 + P_{12} + P_{15}) + 6.9 \cdot (P_7 + P_9) + 8.6 \cdot (P_8 + P_{10}) + 11.87 \cdot (P_3 + P_6 + P_{13} + P_{16})}{R}$$



Al reemplazar los valores de las cargas en la ecuación anterior se tiene:

$$R \cdot x_R = 0.1 \cdot (110.899 + 162.47 + 124.15 + 61.296) + 5.5 \cdot (204.41 + 213.08 + 139.09 + 110.79) \\ + 6.8 \cdot (68.62 + 61.53) + 8.5 \cdot (72.52 + 64.43) + 11.77 \cdot (125.04 + 142.54 + 92.77 + 65.82)$$

$$x_R = \frac{10781.53}{1819.445} \Rightarrow x_R = 5.926[m]$$

$$R \cdot y_R = \sum_{i=1}^{16} P_i \cdot d_i \\ \Rightarrow y_R = \frac{0.2 \cdot (P_1 + P_2 + P_3) + 6.6 \cdot (P_4 + P_5 + P_6) + 8.5 \cdot (P_7 + P_8) + 10.2 \cdot (P_9 + P_{10}) + 12 \cdot (P_{11} + P_{12} + P_{13}) + 15.2 \cdot (P_{14} + P_{15} + P_{16})}{R}$$

Al reemplazar los valores de las cargas en la ecuación anterior se tiene:

$$R \cdot y_R = 0.2 \cdot (110.899 + 204.41 + 125.04) + 6.6 \cdot (162.47 + 213.08 + 142.54) + 8.5 \cdot (68.62 + 72.52) \\ + 10.2 \cdot (61.53 + 64.43) + 12 \cdot (124.15 + 139.09 + 92.77) + 15.2 \cdot (61.296 + 110.79 + 65.82)$$

$$y_R = \frac{13880.098}{1819.445} \Rightarrow y_R = 7.63[m]$$

$$\text{Por lo tanto: } e_x = x_R - x_G = 5.926 - 5.935 \Rightarrow e_x = -0.01[m]$$

$$e_y = y_R - y_G = 7.63 - 7.7 \Rightarrow e_y = -0.07[m]$$

Dimensiones del núcleo central:

$$\frac{L}{6} = \frac{11.87}{6} = 1.978[m] \quad Y \quad \frac{B}{6} = \frac{15.4}{6} = 2.57[m]$$

$$e_x \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0.01 \leq 1.978 \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

$$e_y \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0.07 \leq 2.57 \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

\therefore Se cumple con las condiciones de volteo.

Paso2.-Análisis de presiones

Posteriormente encontrar la presión del suelo en algunos puntos de la losa.

$$q = \frac{R}{A_z} \pm \frac{M_x \cdot \bar{y}}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot \bar{x}}{I_y}$$

\pm Son signos de \bar{x} , \bar{y} que se analiza desde el C.G.

$$M_x = R \cdot e_y \dots \dots \dots (1)$$

$$M_y = R \cdot e_x \dots \dots \dots (2)$$

$$I_x = \frac{L \cdot B^3}{12} \dots \dots \dots (3)$$

$$I_y = \frac{B \cdot L^3}{12} \dots \dots \dots (4)$$



Al reemplazar los valores de las ecuaciones (1), (2), (3), (4), en la ecuación principal se obtiene la siguiente ecuación:

$$q = \frac{R}{B \cdot L} \cdot \left[1 \pm \frac{12 \cdot e_y \cdot \bar{y}}{B^2} \pm \frac{12 \cdot e_x \cdot \bar{x}}{L^2} \right] \quad \dots \text{ Todo respecto al C.G.}$$

$$q = \frac{1819.445}{15.40 \cdot 11.87} \cdot \left[1 - \frac{12 \cdot 0.07 \cdot 7.7}{15.40^2} - \frac{12 \cdot 0.01 \cdot 6.04}{11.87^2} \right]$$

$$q = 9.71 [tn/m^2]$$

$$q = 0.97 [kg/cm^2] \leq q_a \quad \checkmark \quad \text{ok}$$

\therefore Se cumple con las condiciones de hundimiento

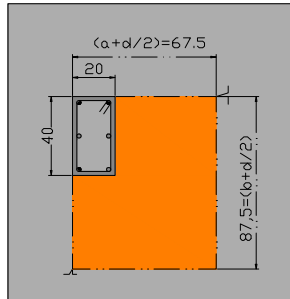
Paso 3.-Dimensionamiento en elevación

Verificación a corte por punzonamiento

➤ Asumir $d = 95 \text{ cm}$.

a). Columnas de esquina: $A-1 = A-5 = F-1 = F-5 \Rightarrow 20 \times 40$

$$\Rightarrow \text{asumir} \Rightarrow d = 0.95[m]$$



$$P_{1u} = 141,66[tn]$$

$$P_{3u} = 160,01[tn]$$

$$P_{14u} = 77,02[tn]$$

$$P_{16u} = 82,69[tn]$$

Calcular el perímetro crítico:

$$b_0 = a + b + d = 0.2 + 0.4 + 0.95 \quad \Rightarrow \quad b_0 = 1.55[m]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en el reglamento ACI 318-05:

$$\bullet \quad v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \Rightarrow \quad v_c = 23.04 [kg/cm^2]$$

$$\bullet \quad v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 47.96 [kg/cm^2] \quad \alpha_s = 20 \text{ (columnas de esquina)}$$

$$\bullet \quad v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \quad \Rightarrow \quad v_c = 15.36 [kg/cm^2]$$

Nota.- De las tres expresiones anteriores se debe escoger el menor valor.



Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$v_{u1} = \frac{p_{1u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{141.66}{0.75 \cdot 1.55 \cdot 0.95} = 128.27 [tn/m^2] \Rightarrow 12.83 [kg/cm^2] \Rightarrow 15.36 \geq 12.83 \quad ok$$

$$v_{u3} = \frac{p_{3u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{160.01}{0.75 \cdot 1.55 \cdot 0.95} = 144.88 [tn/m^2] \Rightarrow 14.49 [kg/cm^2] \Rightarrow 15.36 \geq 14.49 \quad ok$$

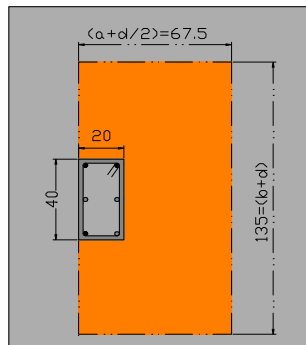
$$v_{u14} = \frac{p_{14u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{77.02}{0.75 \cdot 1.55 \cdot 0.95} = 69.74 [tn/m^2] \Rightarrow 6.97 [kg/cm^2] \Rightarrow 15.36 \geq 6.97 \quad ok$$

$$v_{u16} = \frac{p_{16u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{82.69}{0.75 \cdot 1.55 \cdot 0.95} = 74.87 [tn/m^2] \Rightarrow 7.487 [kg/cm^2] \Rightarrow 15.36 \geq 7.487 \quad ok$$

Al realizar la verificación con un canto útil igual a $d = 0.95[m]$, se observa que se cumple con la siguiente relación:

$$v_{ui} \leq v_c \quad \text{Cumple}$$

b). Columna de borde o lateral: $B-1 = B-5 = E-1 = E-5 \Rightarrow 20 \times 40$ y $A-2 = F-2 = 40 \times 20$
 \Rightarrow asumir $\Rightarrow d = 0.95[m]$



$$\left. \begin{array}{l} P_{4u} = 208.79 [tn] \\ P_{6u} = 181.88 [tn] \\ P_{11u} = 159.07 [tn] \end{array} \right\} 20 \times 40$$

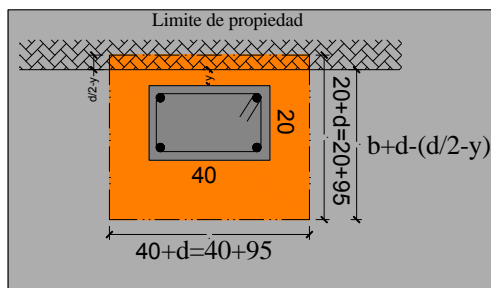
$$\left. \begin{array}{l} P_{13u} = 117.58 [tn] \\ P_{2u} = 265.499 [tn] \\ P_{11u} = 140.61 [tn] \end{array} \right\} 40 \times 20$$

Calcular el perímetro crítico para las columnas laterales de 20×40 :

$$b_0 = b + 2 \cdot a + 2 \cdot d = 0.4 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.95$$

$$\Rightarrow b_0 = 2.7 [m]$$

Luego calcular el perímetro crítico para las columnas laterales de 40×20 :



$$b_0 = a + 2 \cdot (b + d + y) = 0.40 + 2 \cdot (0.20 + 0.95 + 0.10)$$

$$\Rightarrow b_0 = 2.9 [m]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$



Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

- $v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 23.04 [\text{kg}/\text{cm}^2]$
- $v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 41.3 [\text{kg}/\text{cm}^2] \quad \alpha_s = 30 \text{ (columnas de borde).}$
- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36 [\text{kg}/\text{cm}^2]$

Nota. - De las tres expresiones anteriores se debe escoger el menor valor.



Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$v_{u4} = \frac{P_{4u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{208.79}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 108.53 [\text{tn}/\text{m}^2] \Rightarrow 10.85 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow 15.36 \geq 10.85 \quad \text{ok}$$

$$v_{u6} = \frac{P_{6u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{181.88}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 94.545 [\text{tn}/\text{m}^2] \Rightarrow 9.454 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow 15.36 \geq 9.454 \quad \text{ok}$$

$$v_{u11} = \frac{P_{11u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{159.07}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 82.687 [\text{tn}/\text{m}^2] \Rightarrow 8.269 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow 15.36 \geq 8.269 \quad \text{ok}$$

$$v_{u13} = \frac{P_{13u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{117.58}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 61.12 [\text{tn}/\text{m}^2] \Rightarrow 6.112 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow 15.36 \geq 6.112 \quad \text{ok}$$

$$v_{u2} = \frac{P_{2u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{265.499}{0.75 \cdot 2.9 \cdot 0.95} = 128.49 [\text{tn}/\text{m}^2] \Rightarrow 12.85 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow 15.36 \geq 12.85 \quad \text{ok}$$

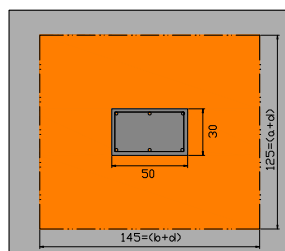
$$v_{u15} = \frac{P_{15u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{140.61}{0.75 \cdot 2.9 \cdot 0.95} = 68.05 [\text{tn}/\text{m}^2] \Rightarrow 6.805 [\text{kg}/\text{cm}^2] \Rightarrow 15.36 \geq 6.805 \quad \text{ok}$$

Al realizar la verificación con un canto útil igual a $d = 0.95[\text{m}]$, se observa que todas cumplen con la siguiente relación:

$$v_{ui} \leq v_c \quad \text{Cumple}$$

b). Columna de borde o lateral: $B - 2 = E - 2 = 50 \times 30$

$$\Rightarrow \text{asumir} \Rightarrow d = 0.95[\text{m}]$$



$$\left. \begin{array}{l} P_{5u} = 276.90 [\text{tn}] \\ P_{9u} = 179.24 [\text{tn}] \end{array} \right\} 50 \times 30$$



$$b_0 = a + b + 2 \cdot d = 0.5 + 0.3 + 2 \cdot 0.95$$

$$\Rightarrow b_0 = 2.7[m]$$

$$v_u = \frac{P_u}{\phi \cdot b_o \cdot d}$$

Esta última expresión deberá ser menor que la tensión cortante admisible definida en las expresiones del reglamento ACI 318-05:

- $v_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 16.895[kg/cm^2]$
- $v_c = 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 62.89[kg/cm^2]$ as = 40 (columnas interiores)
- $v_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \Rightarrow v_c = 15.36[kg/cm^2]$

Nota.- De las tres expresiones anteriores se debe escoger el menor valor.



Entonces para cumplir los requisitos se debe verificar la siguiente ecuación:

$$v_{u5} = \frac{p_{5u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{276.90}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 143.94[tn/m^2] \Rightarrow 14.39[kg/cm^2] \Rightarrow 15.36 \geq 14.39 \quad ok$$

$$v_{u9} = \frac{p_{9u}}{\phi \cdot b_o \cdot d} = \frac{179.24}{0.75 \cdot 2.7 \cdot 0.95} = 93.17[tn/m^2] \Rightarrow 9.317[kg/cm^2] \Rightarrow 15.36 \geq 9.317 \quad ok$$

Al realizar la verificación con un canto útil igual a $d = 0.95[m]$, se observa que la columna más crítica cumple la siguiente expresión:

$$v_{ui} \leq v_c \quad \text{Cumple}$$

Finalmente la altura será el canto útil más desfavorable de la viga de fundación más el recubrimiento que se utilizará:

$$h = d + r \Leftrightarrow 95 + 5$$

$$h = 100[cm]$$

Este valor es la altura de las vigas de la fundación, para el ancho se debe tomar en cuenta que debe contener el perímetro crítico.

Por lo tanto la sección de la viga será de: $140 \times 100[cm]$



Nota: Para calcular el canto útil mínimo “d” siempre se debe analizar a la columna más desfavorable, que generalmente son las columnas que tengan mayor carga y menor sección.

Paso 4.- Análisis de esfuerzos

El modelo estructural para el análisis de esfuerzos consiste en discretizar la fundación en pequeños elementos, la cantidad de elementos dependerá de la precisión requerida en el análisis de esfuerzos, puesto que todo programa computacional que utiliza la teoría de los elementos finitos, tiende a un cálculo matemático más preciso, cuanto mayor sea la cantidad de elementos discretizados.

Entonces se procede a calcular las constantes de los elementos elásticos, estas se encuentran multiplicando el área de influencia de un punto de la fundación por el coeficiente de balasto:

$$k_i = k_s \cdot A_{\text{inf } i}$$

Donde: k_i = Constante del resorte del nodo i .

k_s = Coeficiente de balasto.

A = Área de influencia del nodo i . $A = b \cdot c_i$

De donde se tiene que:

$$k_1 = 2200000 \cdot (0.05) \cdot (0.05)$$

$$k_1 = 5500 [kg/m]$$

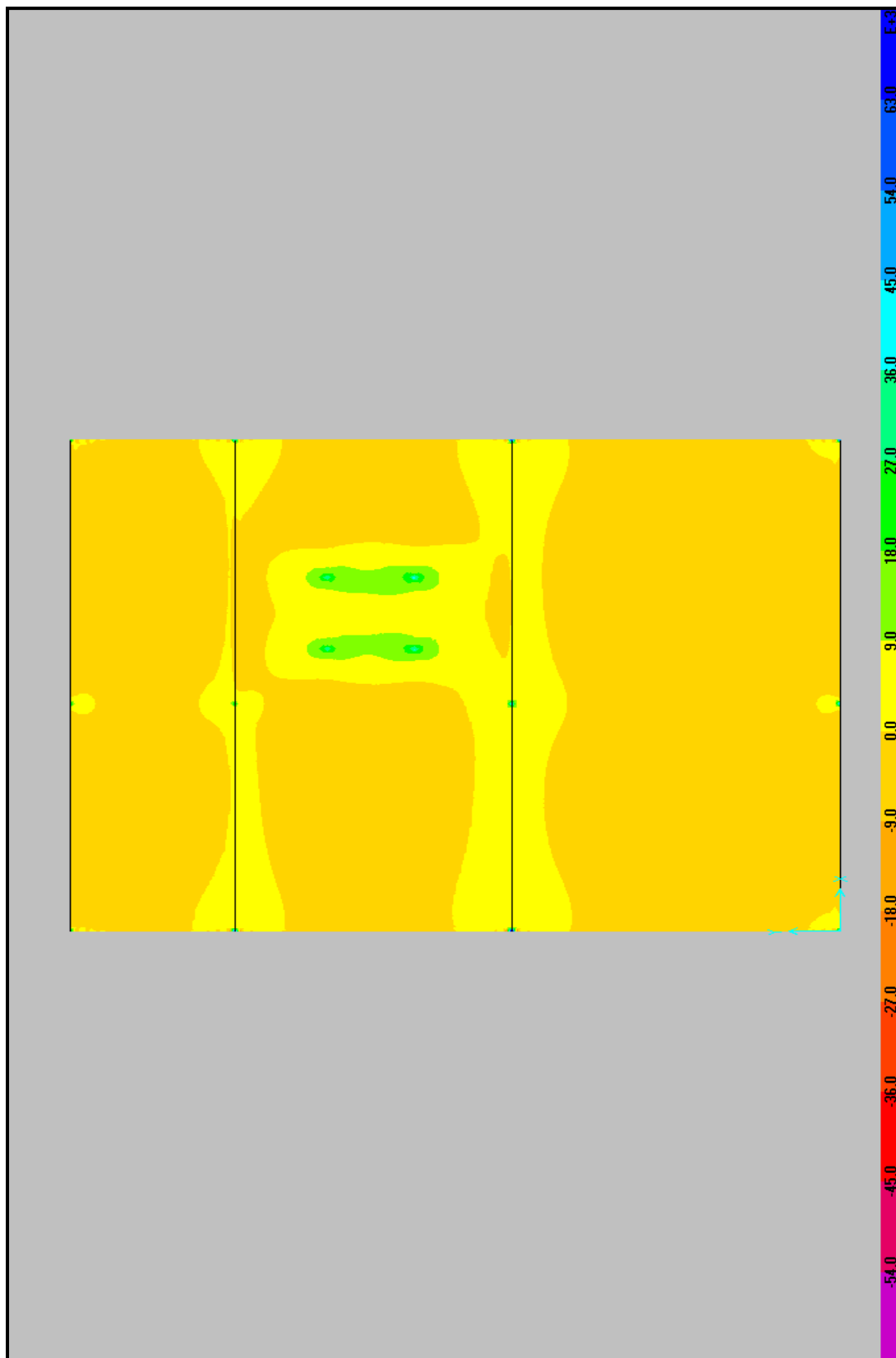
$$k_2 = 2200000 \cdot (0.1) \cdot (0.05)$$

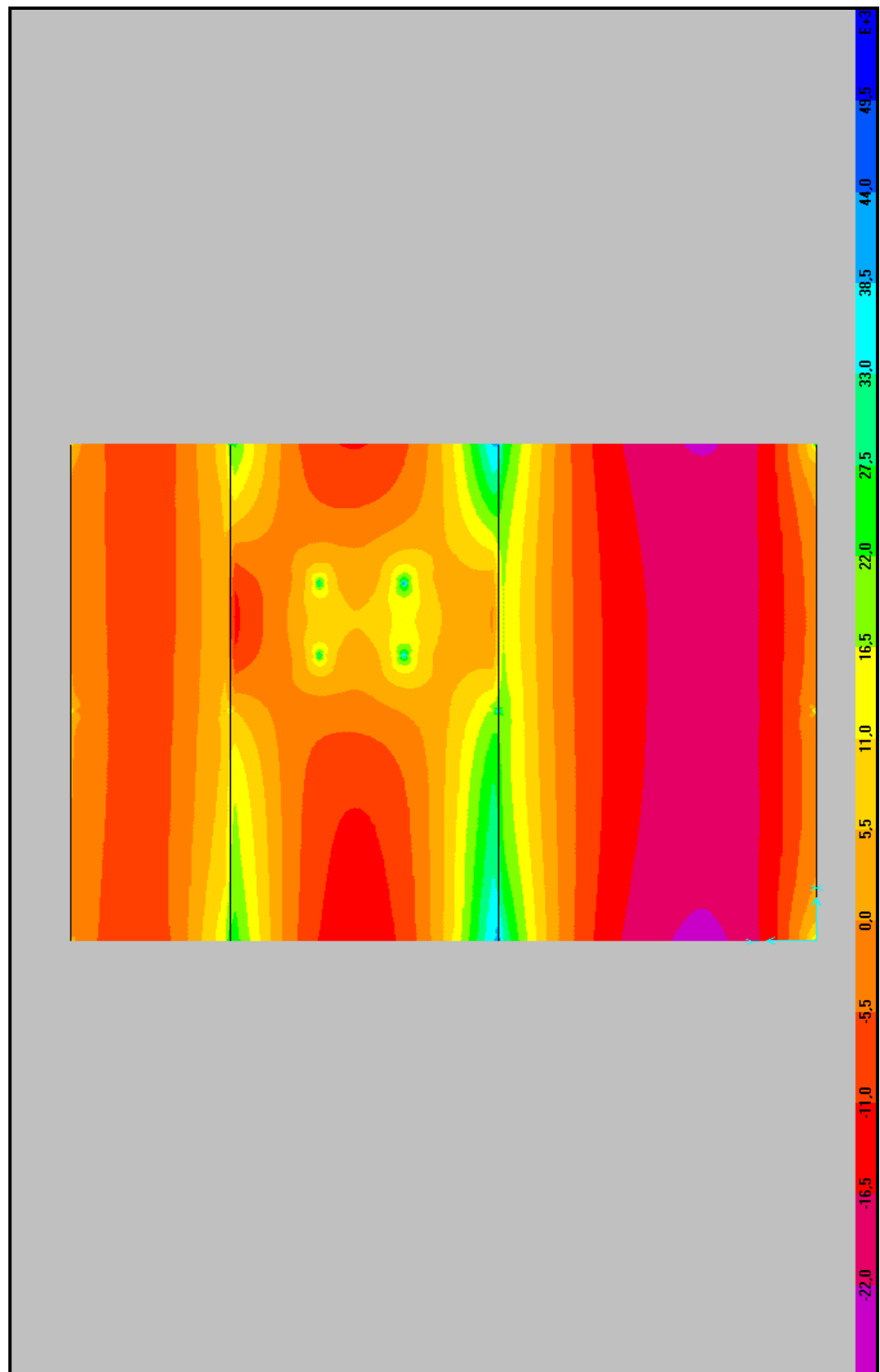
$$k_2 = 11000 [kg/m]$$

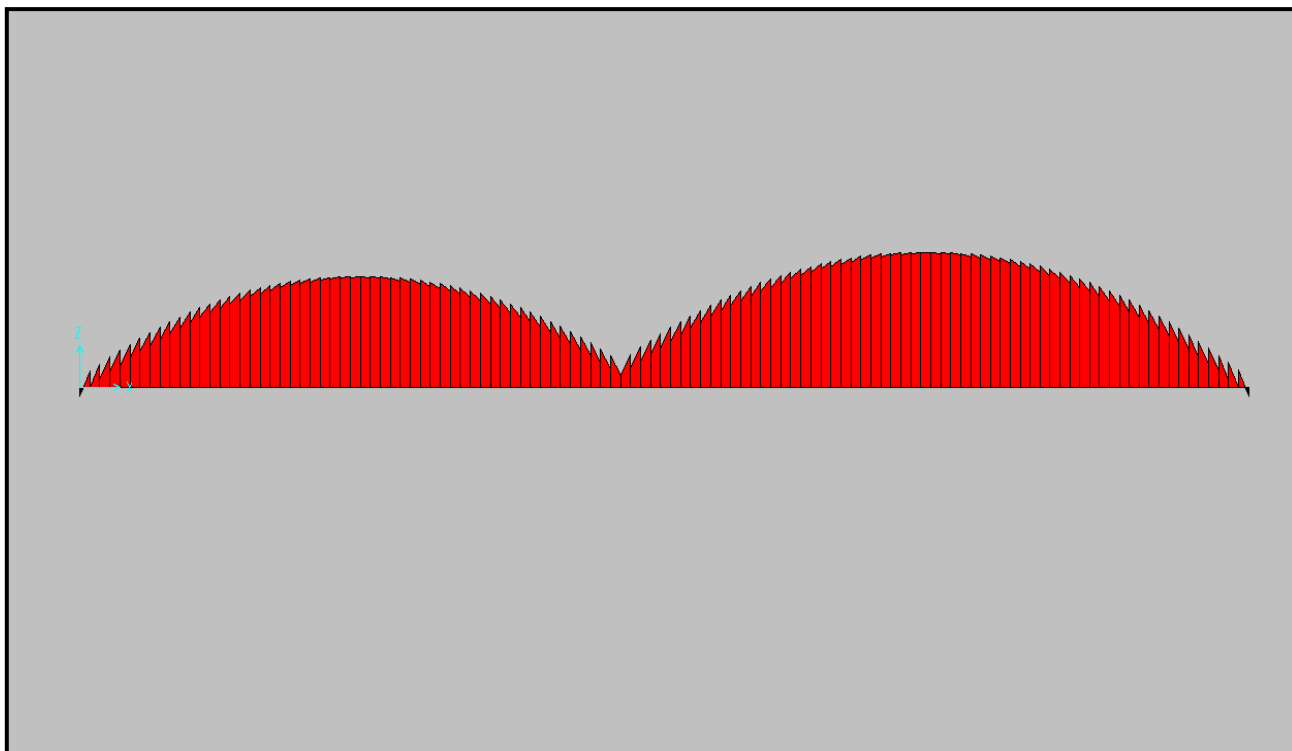
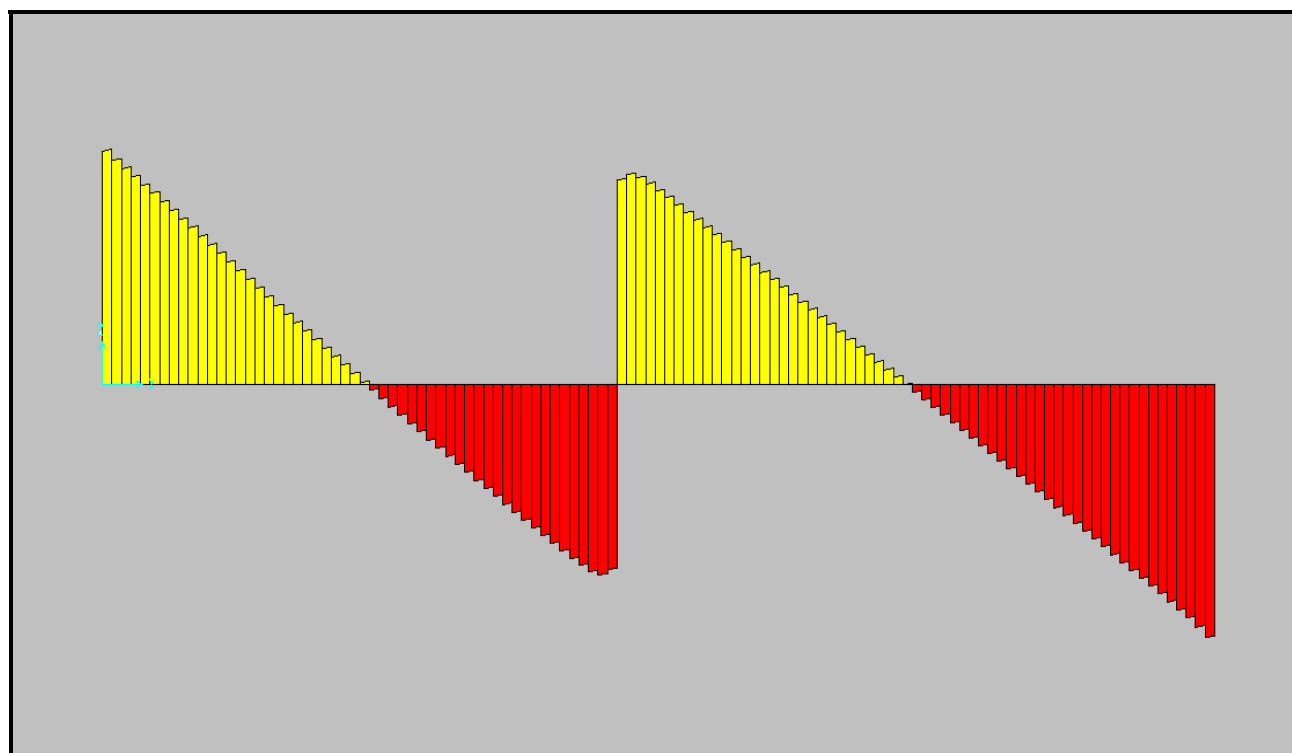
$$k_3 = 2200000 \cdot (0.1) \cdot (0.1)$$

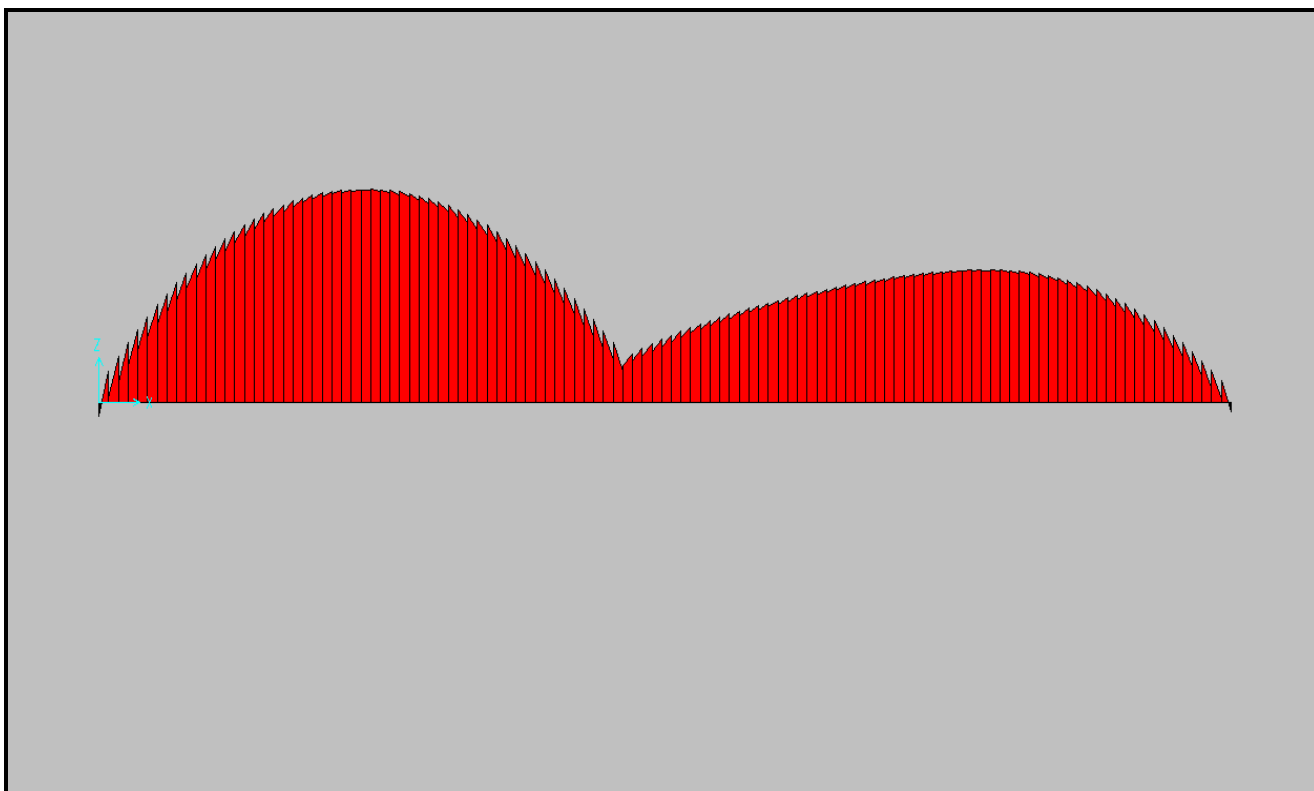
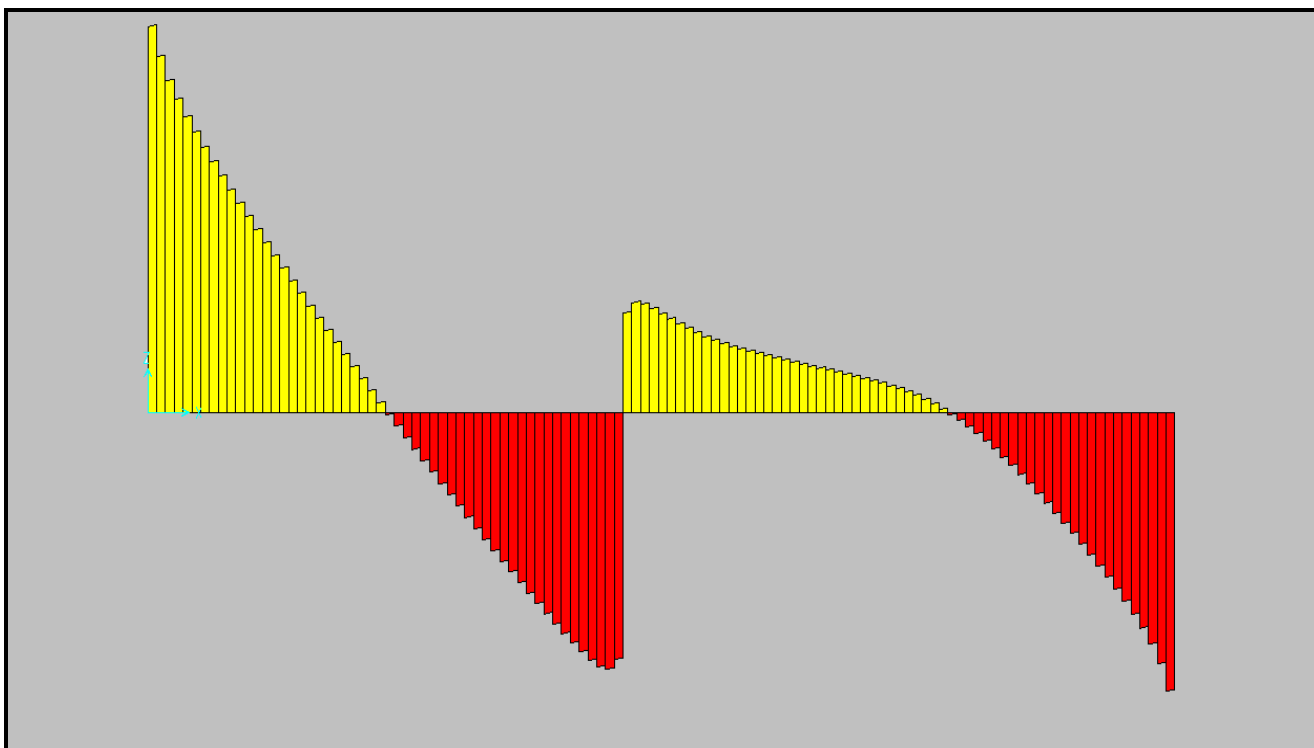
$$k_3 = 22000 [kg/m]$$

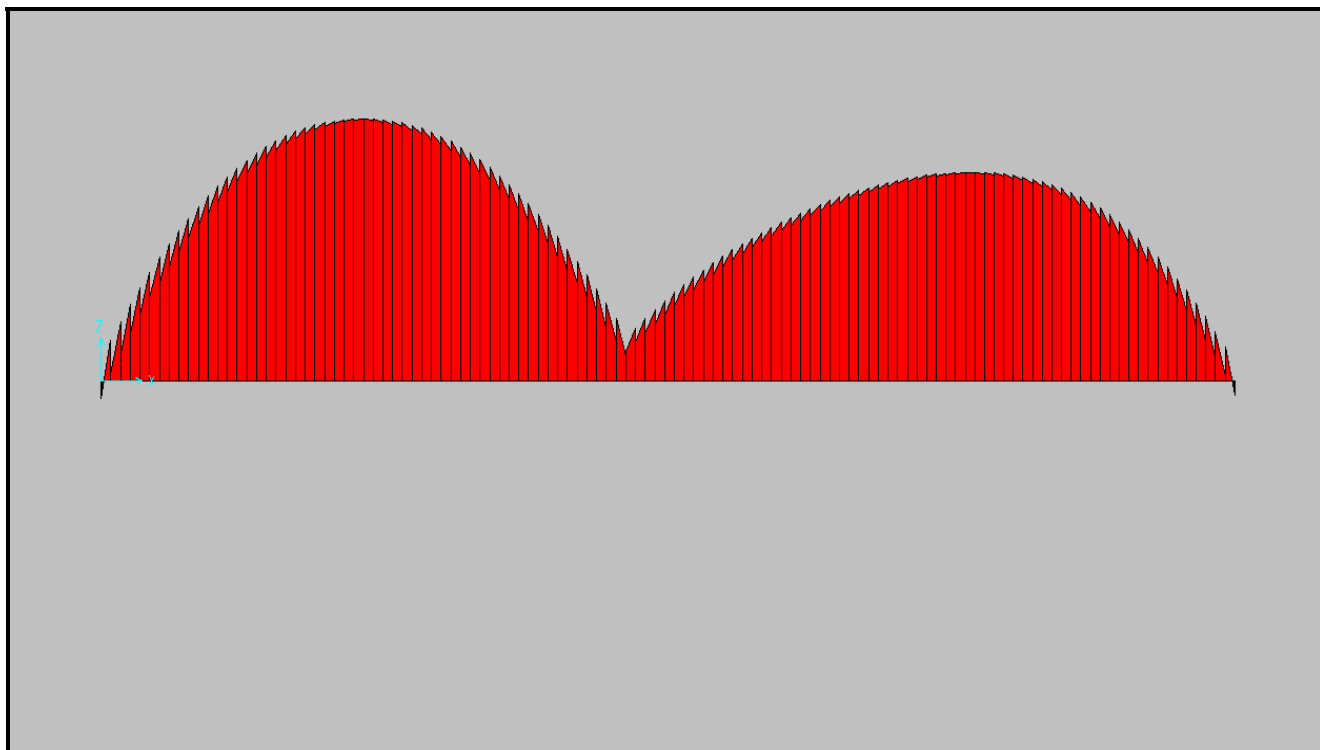
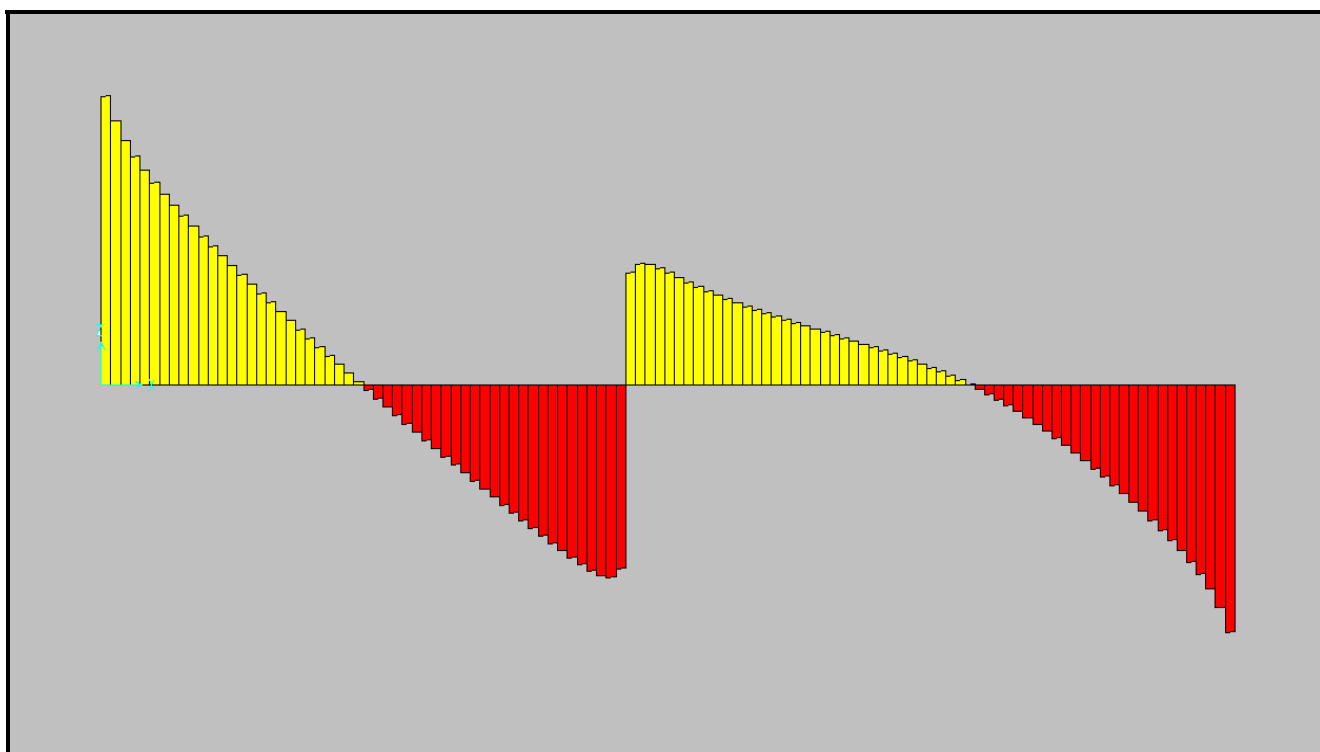
Una vez calculadas las constantes de los elementos elásticos introducir al programa “SAP2000”. Y como resultado de él, se obtendrán los diagramas de momentos M11 y momentos M22 de las losa y los diagramas de esfuerzos de las vigas como se muestra a continuación.

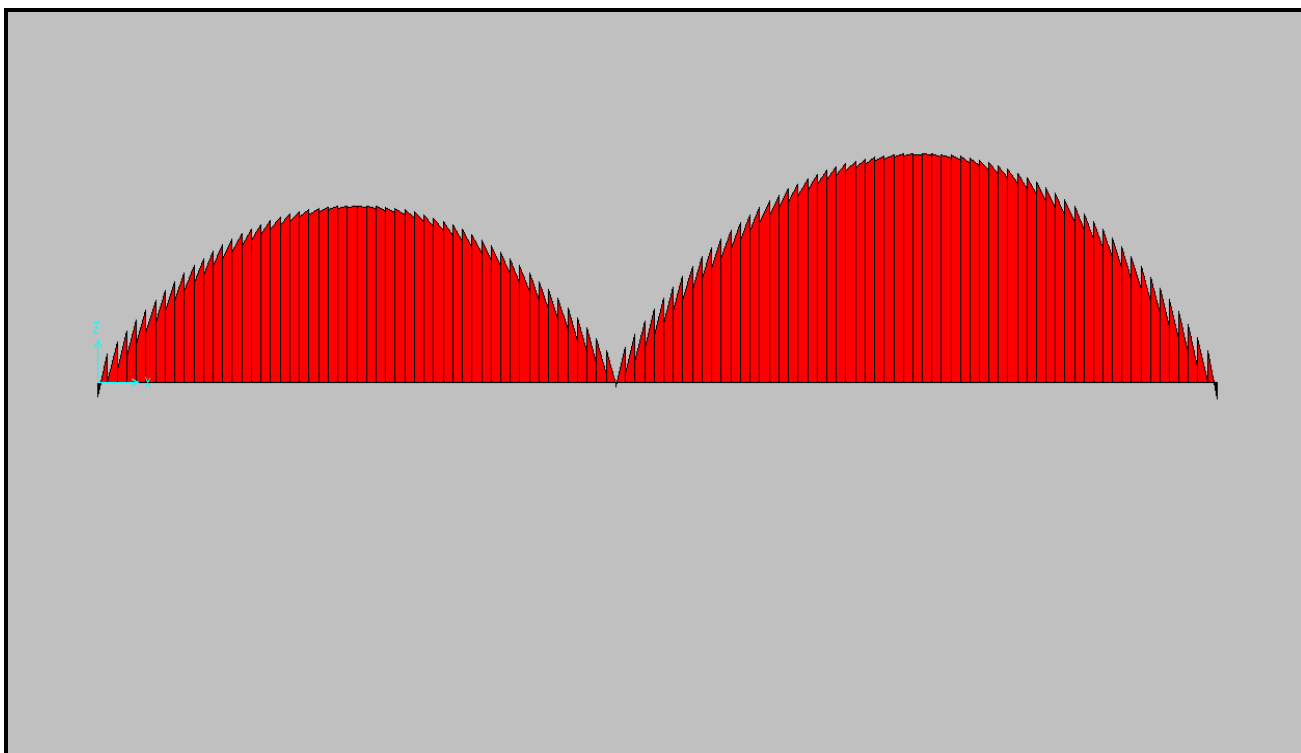
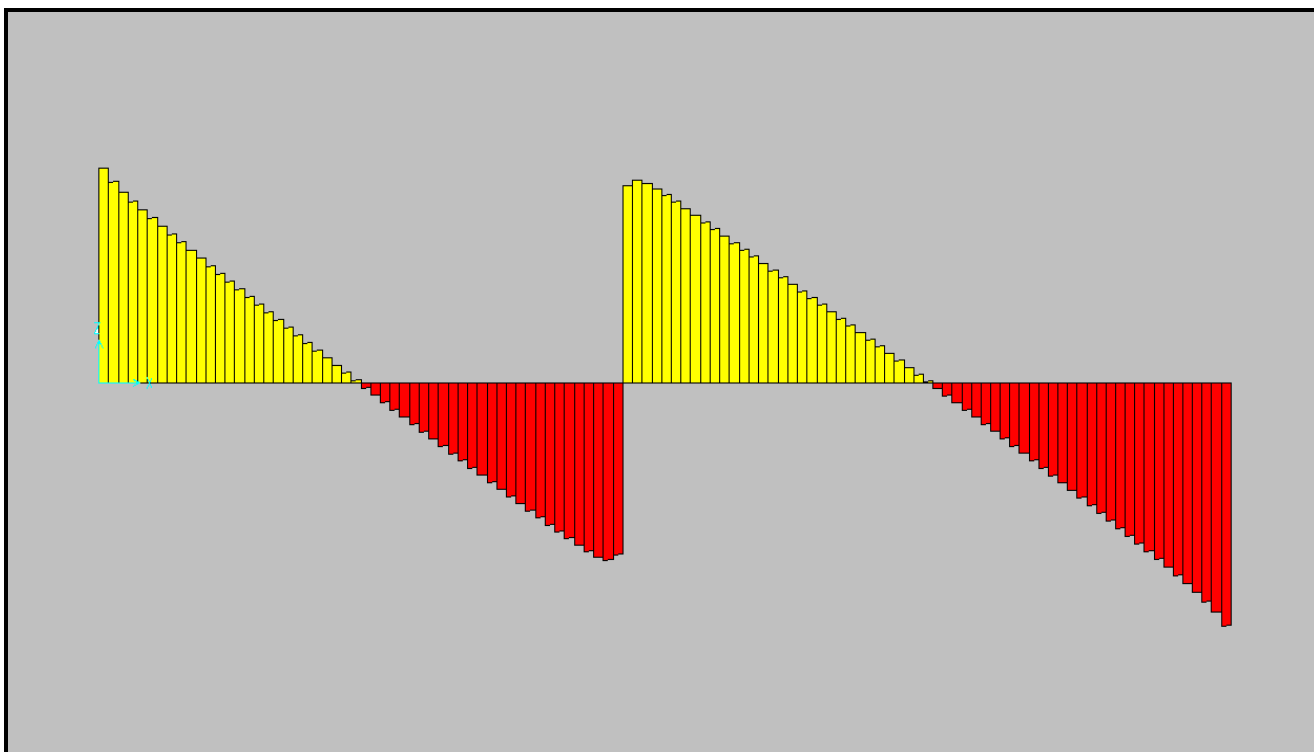
**LOSA DE LA FUNDACIÓN****M-11**

**M-22**

**VIGAS DE LA FUNDACIÓN****VIGA EJE 1 MOMENTOS****VIGA EJE 1 CORTE**

**VIGA EJE 2 MOMENTOS****VIGA EJE 2 CORTE**

**VIGA EJE 5 MOMENTOS****VIGA EJE 5 CORTE**

**VIGA EJE 6 MOMENTOS****VIGA EJE 6 CORTE**



Paso 5.-Cálculo de refuerzo de acero por flexión en la losa.

$$M = \phi \left[A_{s1} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \Leftrightarrow a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c B}$$

$$A_{s \min} = 0.0018 \cdot b \cdot h \Rightarrow 0.0018 \cdot 100 \cdot 35$$

$$A_{s \min} = 6.3 [cm^2]$$

$$A_{s \min} = \phi 12c/15 [cm]$$

➤ Momento 11

Momento [kg.cm]	As [cm2]	As min [cm2]	Distribución	Acero de Complemento
-900000	8.2	6.3	Ø12c/15	0
0	0	6.3	Ø12c/15	0
900000	8.2	6.3	Ø12c/15	0
1800000	17	6.3	Ø12c/15	10.7= Ø12c/10
2700000	26.58	6.3	Ø12c/15	20.28= Ø16c/10

➤ Momento 22

Momento [kg.cm]	As [cm2]	As min [cm2]	Distribución	Acero de Complemento
-550000	4.95	6.3	Ø12c/15	0
-1100000	10.1	6.3	Ø12c/15	3.8= Ø10c/20
-1650000	15.49	6.3	Ø12c/15	9.19= Ø12c/10
-2200000	21.15	6.3	Ø12c/15	14.85= Ø16c/10
0	0	6.3	Ø12c/15	0
550000	4.95	6.3	Ø12c/15	0
1100000	10.1	6.3	Ø12c/15	3.8= Ø10c/20
1650000	15.49	6.3	Ø12c/15	9.19= Ø12c/10
2200000	21.15	6.3	Ø12c/15	14.85= Ø16c/10
2750000	27.14	6.3	Ø12c/15	20.84= Ø16c/10
3300000	33.5	6.3	Ø12c/15	27.2= Ø20c/10



➤ **Cálculo del refuerzo de acero por flexión en las vigas**

$$D = 95 \text{ [cm]}$$

$$f'_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$B = 140 \text{ [cm]}$$

$$f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$A_{s\min} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\min} = \frac{14}{4200} \cdot 140 \cdot 95$$

$$A_{s\min} = 44.33 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow 10\phi 25$$

Viga eje 1:

$$M_1 = 381657 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s1} = 1.06 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_2 = 2605254 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s2} = 7.387 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_3 = A_{s\min} \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s3} = A_{s\min} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_4 = 3173662 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s4} = 8.91 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_5 = 407575 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s5} = 1.14 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

Viga eje 2:

$$M_1 = 1080089 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s1} = 3.01 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_2 = 4995895 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s2} = 14.087 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_3 = A_{s\min} \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s3} = A_{s\min} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_4 = 3102911 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s4} = 8.71 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_5 = 525221 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s5} = 1.46 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

Viga eje 5:

$$M_1 = 995274 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s1} = 2.78 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_2 = 6464042 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s2} = 18.3 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_3 = A_{s\min} \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s3} = A_{s\min} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_4 = 5141921 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s4} = 14.5 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_5 = 847280 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s5} = 2.36 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

Viga eje 6:

$$M_1 = 700532 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s1} = 1.95 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_2 = 4359869 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s2} = 12.27 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_3 = 102090 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s3} = 0.28 \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_4 = 5650105 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s4} = 15.96 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$

$$M_5 = 785694 \text{ [kg} \cdot \text{cm]}$$

$$A_{s5} = 2.19 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow A_{s\min} = 10\phi 25$$



➤ **Cálculo del refuerzo de acero por corte en la viga**

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} = 7.68 [kg]$$

$$v_u \leq v_c \Rightarrow \phi 8 \text{ c}/D/2 \text{ o } 60 [cm]$$

$$v_u > v_c \Rightarrow \text{Se calculará la separación de estribos}$$

Viga eje 1:

$$V_1 = 56096.51 [kg]$$

$$v_{u1} = 5.62 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ ok} \Rightarrow \phi 8c / 45$$

$$V_2 = 50980.99 [kg]$$

$$v_{u2} = 5.11 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ ok} \Rightarrow \phi 8c / 45$$

$$V_3 = 62485.09 [kg]$$

$$v_{u3} = 6.26 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ ok} \Rightarrow \phi 8c / 45$$

Viga eje 2:

$$V_1 = 105429.34 [kg]$$

$$v_{u1} = 10.57 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ No} \Rightarrow \text{Sep} = \phi 8c / 10$$

$$V_2 = 67420.62 [kg]$$

$$v_{u2} = 6.76 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ ok} \Rightarrow \phi 8c / 45$$

$$V_3 = 75894.27 [kg]$$

$$v_{u3} = 7.61 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ ok} \Rightarrow \phi 8c / 45$$

Viga eje 5:

$$V_1 = 142805.86 [kg]$$

$$v_{u1} = 14.32 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ No} \Rightarrow \text{Sep} = \phi 10c / 7$$

$$V_2 = 90805.90 [kg]$$

$$v_{u2} = 9.10 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ No} \Rightarrow \text{Sep} = \phi 8c / 21$$

$$V_3 = 122193.50 [kg]$$

$$v_{u3} = 12.25 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ No} \Rightarrow \text{Sep} = \phi 10c / 10$$

Viga eje 1:

$$V_1 = 106229.8 [kg]$$

$$v_{u1} = 10.65 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ No} \Rightarrow \text{Sep} = \phi 8c / 10$$

$$V_2 = 97609.33 [kg]$$

$$v_{u2} = 9.785 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ No} \Rightarrow \text{Sep} = \phi 8c / 14$$

$$V_3 = 120156.9 [kg]$$

$$v_{u3} = 12.046 [kg / cm^2] \leq 7.68 [kg / cm^2] \text{ No} \Rightarrow \text{Sep} = \phi 10c / 10$$



VII. PLANILLA DE ACEROS

Posición	Cantidad				espac.	Longitudes		Peso		Longitudes					
	Diam.	Unitaria	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f
LOSA															
1	12	78	1	78	-	9,25	721,50	0,89	642,14	9,25					
2	12	78	1	78	-	7,15	557,70	0,89	496,35	7,15					
3	12	108	1	108	-	11,77	1271,16	0,89	1131,33	11,77					
4	12	117	1	117	-	3,00	351,00	0,89	312,39	3,00					
5	10	16	1	16	-	1,50	24,00	0,62	14,88	1,50					
6	12	5	1	5	-	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00					
7	12	5	1	5	-	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00					
8	16	117	1	117	-	1,40	163,80	1,58	258,80	1,40					
9	16	54	1	54	-	1,40	75,60	1,58	119,45	1,40					
10	16	12	1	12	-	1,40	16,80	1,58	26,54	1,40					
11	16	28	1	28	-	2,90	81,20	1,58	128,30	2,90					
12	16	28	1	28	-	2,90	81,20	1,58	128,30	2,90					
13	12	78	1	78	-	8,60	670,80	0,89	597,01	8,60					
14	12	78	1	78	-	6,38	497,64	0,89	442,90	6,38					
15	12	7	1	7	-	11,77	82,39	0,89	73,33	11,77					
16	12	22	1	22	-	11,77	258,94	0,89	230,46	11,77					
17	12	28	1	28	-	11,77	329,56	0,89	293,31	11,77					
VIGA EJE 1															
18	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,85	453,15	11,77					
19	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,85	82,78	2,15					
20	12	4	1	4	-	1,85	7,40	0,89	6,59	1,85					
21	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,85	155,93	4,05					
22	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15					
23	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,85	93,17	2,42					
24	8	26	1	26	-	4,50	117,00	0,4	46,80	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05
25	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77					
55	12	14	1	14	-	2,35	32,90	0,89	29,28	2,35					
VIGA EJE 2															
26	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,85	453,15	11,77					
27	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,85	82,78	2,15					
28	12	4	1	4	-	1,85	7,40	0,89	6,59	1,85					
29	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,85	155,93	4,05					
30	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15					
31	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,85	93,17	2,42					
32	8	40	1	28	-	4,50	126,00	0,4	50,40	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05
33	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77					
54	12	14	1	14	-	3,30	46,20	0,89	41,12	3,30					
VIGA EJE 5															
34	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,85	453,15	11,77					
35	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,85	82,78	2,15					
36	12	4	1	4	-	1,85	7,40	0,89	6,59	1,85					
37	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,85	155,93	4,05					
38	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15					
39	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,85	93,17	2,42					
40	10	47	1	56	-	4,50	252,00	0,62	156,24	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05
41	8	29	1	56	-	4,50	252,00	0,4	100,80	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05
42	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77					
53	12	14	1	14	-	3,30	46,20	0,89	41,12	3,30					

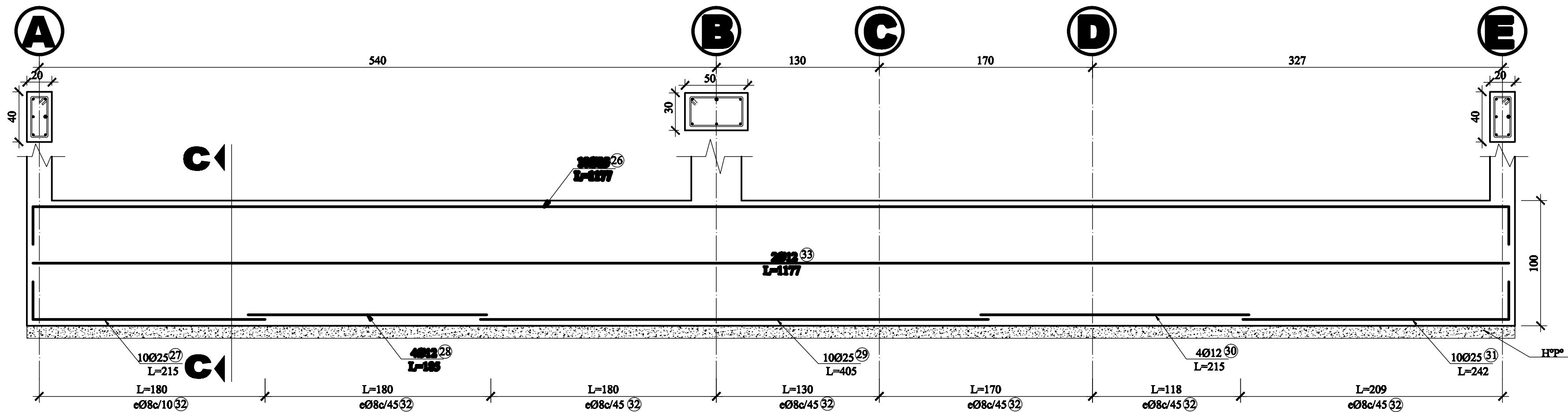


Posición	Cantidad				espac.	Longitudes		Peso		Longitudes					
	Diam.	Unitaria	N Elem.	Total		Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f
VIGA EJE 6															
43	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,85	453,15	11,77					
44	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,85	82,78	2,15					
45	12	4	1	4	-	1,85	7,40	0,89	6,59	1,85					
46	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,85	155,93	4,05					
47	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15					
48	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,85	93,17	2,42					
49	8	59	1	47	-	4,50	211,50	0,4	84,60	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05
50	10	20	1	47	-	4,50	211,50	0,62	131,13	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05
51	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77					
52	12	14	1	14	-	2,35	32,90	0,89	29,28	2,35					

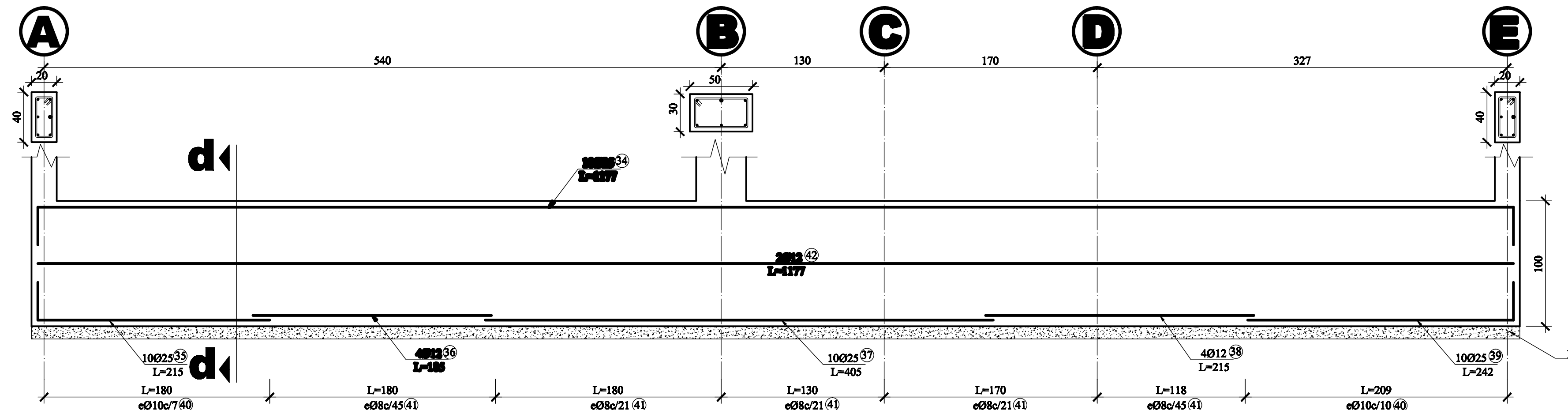
RESUMEN

Diametros (mm)	10	12	16	20	25	
Peso unitario (kg/m)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85	
Longitud (m)	487,5	5034,15	418,6	0	815,6	
N° de barras	41	420	35	0	68	Total Peso (Kg)
Peso (kg)	302,25	4480,394	661,388	0	3140,06	8584,0915

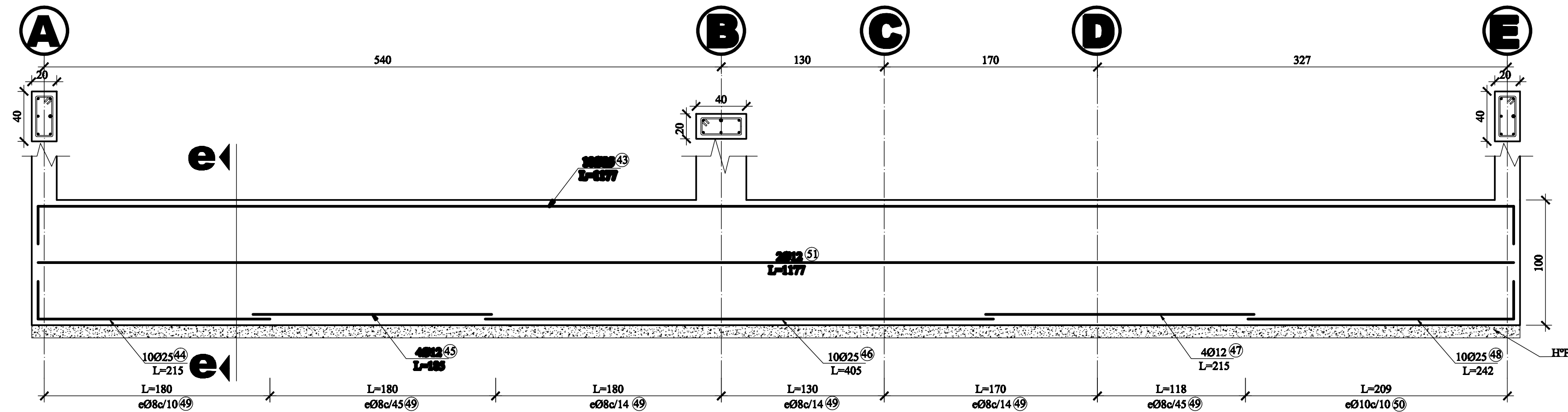
VIGA EJE 2 Esc. 1:25



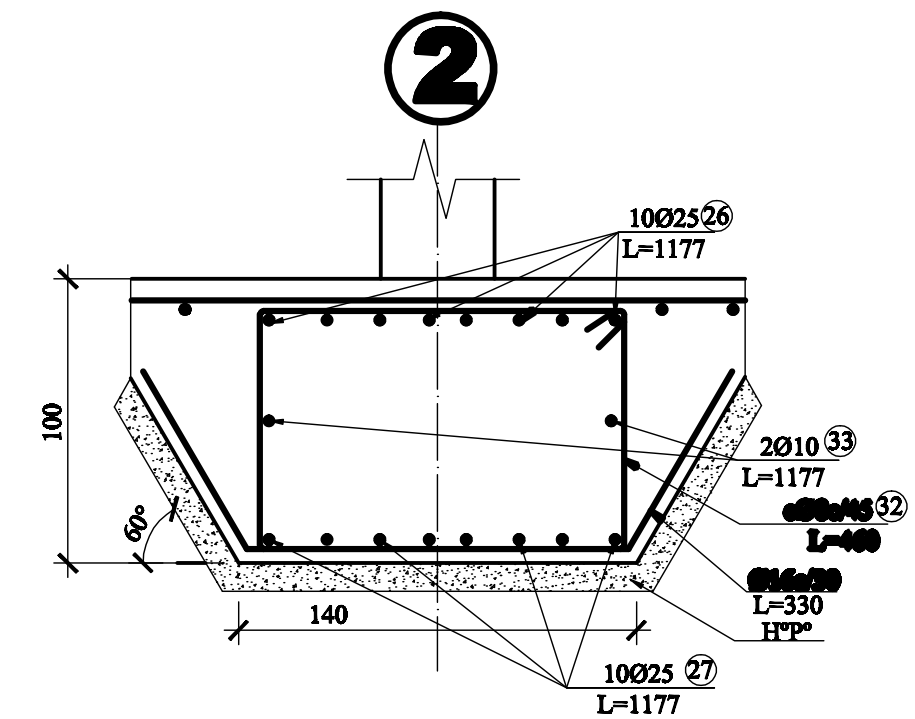
VIGA EJE 5 Esc. 1:25



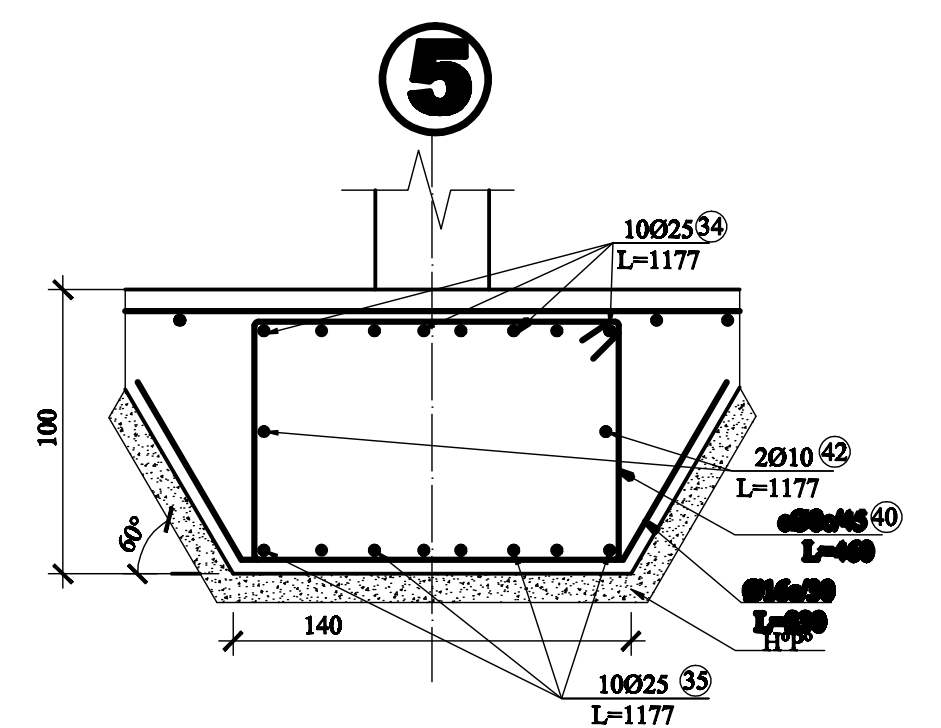
VIGA EJE 6 Esc. 1:25



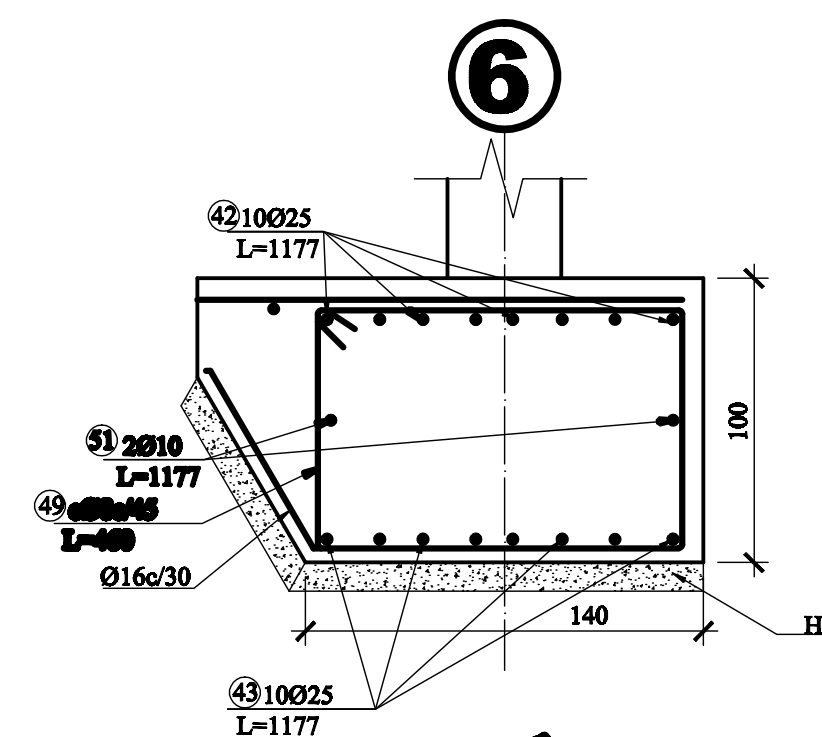
CORTE c - c Esc. 1:25



CORTE d - d Esc. 1:25



CORTE e - e Esc. 1:25



PLANILLA DE ACEROS VIGAS EJE 2, 5 Y 6

Posición	Cantidad					Longitudes		Peso		Longitudes					
	Diam.	Unitaria	N. Elem.	Total	espac.	Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f
VIGA EJE 2															
26	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,85	438,15	11,77					
27	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,85	82,78	2,15					
28	12	4	1	4	-	1,85	7,40	0,89	6,99	1,85					
29	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,85	155,98	4,05					
30	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15					
31	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,85	98,17	2,42					
32	8	40	1	28	-	4,50	126,00	0,4	50,40	0,05	0,9	1,8	0,90	1,30	0,05
33	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77					
34	12	14	1	14	-	3,30	46,20	0,89	41,12	3,30					
VIGA EJE 3															
34	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,85	438,15	11,77					
35	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,85	82,78	2,15					
36	12	4	1	4	-	1,85	7,40	0,89	6,99	1,85					
37	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,85	155,98	4,05					
38	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15					
39	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,85	98,17	2,42					
40	10	47	1	56	-	4,50	252,00	0,62	156,24	0,05	0,9	1,8	0,90	1,30	0,05
41	8	29	1	56	-	4,50	252,00	0,4	100,80	0,05	0,9	1,8	0,90	1,30	0,05
42	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77					
43	12	14	1	14	-	3,30	46,20	0,89	41,12	3,30					
VIGA EJE 6															
43	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,85	438,15	11,77					
44	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,85	82,78	2,15					
45	12	4	1	4	-	1,85	7,40	0,89	6,99	1,85					
46	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,85	155,98	4,05					
47	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15					
48	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,85	98,17	2,42					
49	8	59	1	47	-	4,50	211,50	0,4	84,60	0,05	0,9	1,8	0,90	1,30	0,05
50	10	20	1	47	-	4,50	211,50	0,62	131,13	0,05	0,9	1,8	0,90	1,30	0,05
51	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77					
52	12	14	1	14	-	2,85	32,90	0,89	39,28	2,85					

NOTAS GENERALES

Norma de diseño: Columnas: ACI318-05

Fundaciones: ACI318-05

Resistencia admisible del suelo:

$q_a = 1,0 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Resistencia de los materiales:

Hormigón: $f_c = 210 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Acero: $f_y = 4200 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

Tamaño máximo de agregado:

40 [mm]

Carpeta de hormigón pobre: H^oP^o

5-10 [cm]

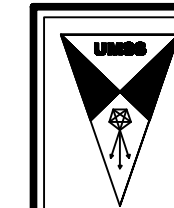
Recubrimientos:

Fundaciones: 5 [cm]

Columnas: 2,5 [cm]

Unidades de acotación:

cm



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

FUNDACIONES I

ANEXO H

DISEÑO DE
LOSA CON VIGAS DE FUNDACIÓN

TUTOR:

ING. MSC. MARTIN DUCHEN AYALA

CALCULADO POR:
CAMACHO TORRICO LISBETH C.
SEMPERTEGUI TAPIA GABRIELA

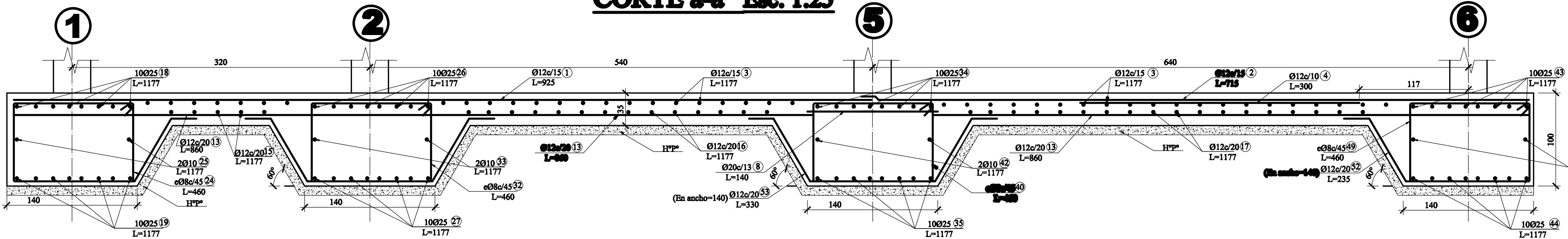
ESCALA:

INDICADA

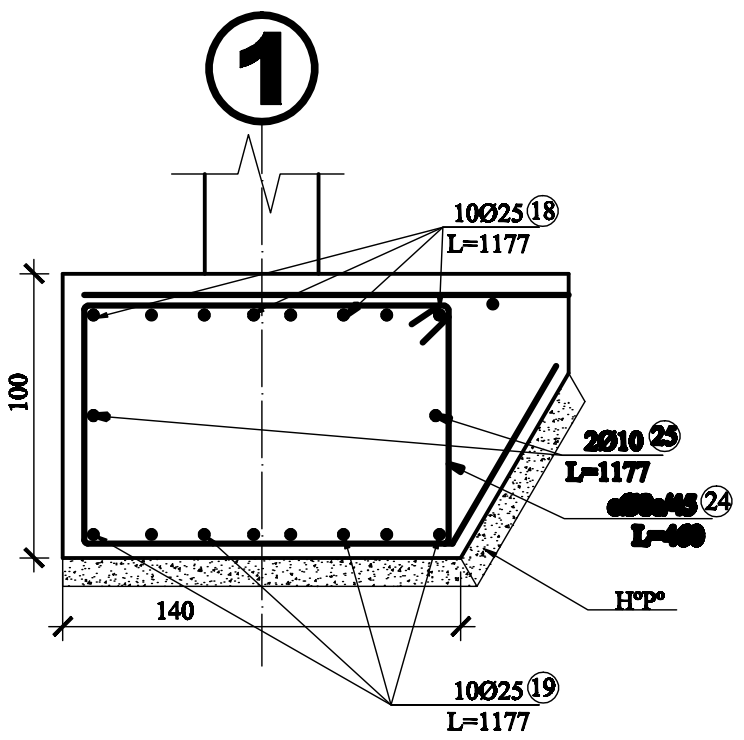
LAMINA:

2/2

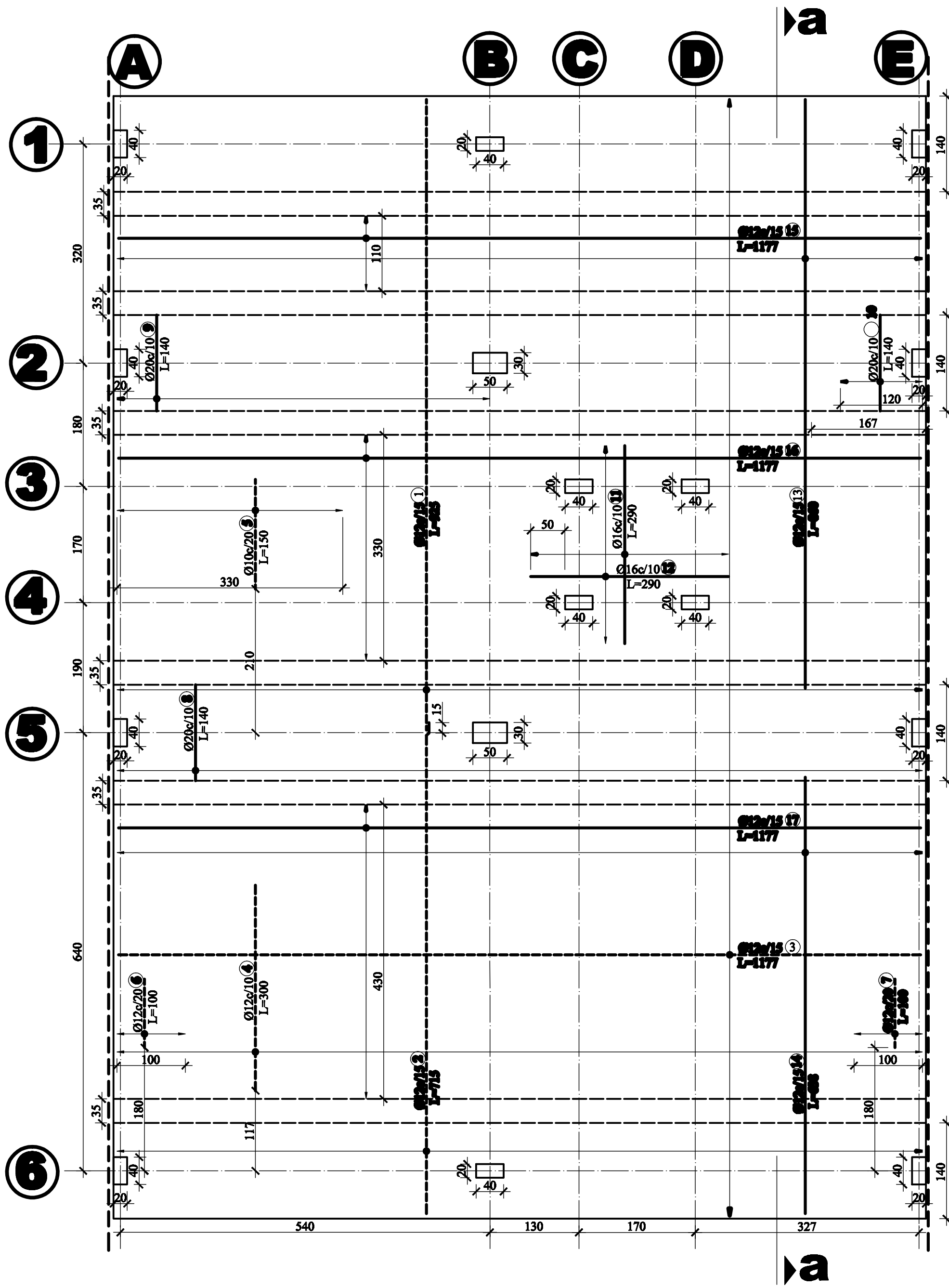
CORTE a-a Esc: 1:25



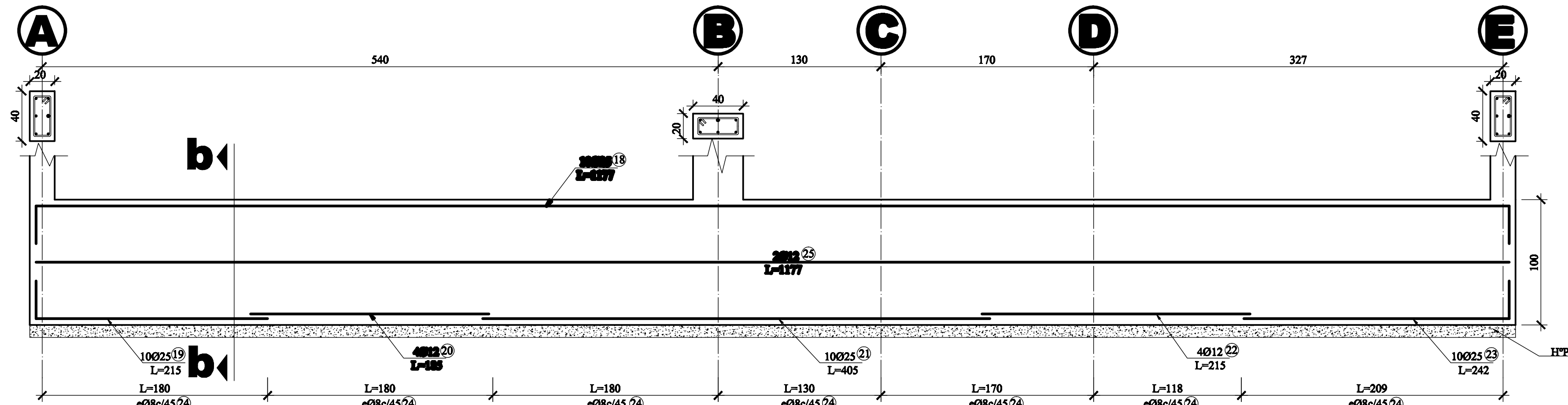
CORTE b-b Esc: 1:25



PLANTA Y LOSA DE LA FUNDACIÓN Esc: 1:25



VIGA EJE 1 Esc: 1:25




PLANILLA DE ACEROS

Posición	Diam.	Cantidad		Total	espar.	Longitudes		Peso		Longitudes						
		Unitario	N Elem.			Parcial	Total	Unitario	Total	a	b	c	d	e	f	
LOSA																
1	12	78	1	78	-	9,25	721,30	0,89	642,14	9,25						
2	12	78	1	78	-	7,15	557,70	0,89	496,53	7,15						
3	12	108	1	108	-	11,77	1271,16	0,89	1131,33	11,77						
4	12	117	1	117	-	3,00	351,00	0,89	312,39	3,00						
5	10	16	1	16	-	1,50	24,00	0,62	14,88	1,50						
6	12	5	1	5	-	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00						
7	12	5	1	5	-	1,00	5,00	0,89	4,45	1,00						
8	16	117	1	117	-	1,40	163,80	1,38	238,80	1,40						
9	16	54	1	54	-	1,40	75,60	1,38	119,45	1,40						
10	16	12	1	12	-	1,40	16,80	1,38	25,54	1,40						
11	16	28	1	28	-	2,90	81,20	1,38	128,30	2,90						
12	16	28	1	28	-	2,90	81,20	1,38	128,30	2,90						
13	12	78	1	78	-	8,00	670,80	0,89	597,01	8,00						
14	12	78	1	78	-	6,38	497,64	0,89	442,90	6,38						
15	12	7	1	7	-	11,77	82,89	0,89	73,33	11,77						
16	12	22	1	22	-	11,77	238,94	0,89	209,46	11,77						
17	12	28	1	28	-	11,77	329,56	0,89	293,31	11,77						
VIGA EJE 1																
18	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,83	433,13	11,77						
19	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,83	82,78	2,15						
20	12	4	1	4	-	1,83	7,40	0,89	6,59	1,83						
21	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,83	153,93	4,05						
22	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15						
23	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,83	93,17	2,42						
24	8	26	1	26	-	4,50	117,00	0,4	46,80	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05	
25	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77						
55	12	14	1	14	-	2,33	32,90	0,89	29,38	2,33						
VIGA EJE 2																
26	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,83	433,13	11,77						
27	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,83	82,78	2,15						
28	12	4	1	4	-	1,83	7,40	0,89	6,59	1,83						
29	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,83	153,93	4,05						
30	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15						
31	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,83	93,17	2,42						
32	8	40	1	28	-	4,50	136,00	0,4	50,40	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05	
33	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77						
54	12	14	1	14	-	3,30	46,20	0,89	41,12	3,30						
VIGA EJE 3																
34	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,83	433,13	11,77						
35	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,83	82,78	2,15						
36	12	4	1	4	-	1,83	7,40	0,89	6,59	1,83						
37	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,83	153,93	4,05						
38	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15						
39	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,83	93,17	2,42						
40	10	47	1	56	-	4,50	252,00	0,62	156,24	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05	
41	8	29	1	56	-	4,50	252,00	0,4	100,80	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05	
42	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77						
53	12	14	1	14	-	3,30	46,20	0,89	41,12	3,30						
VIGA EJE 4																
43	25	10	1	10	-	11,77	117,70	3,83	433,13	11,77						
44	25	10	1	10	-	2,15	21,50	3,83	82,78	2,15						
45	12	4	1	4	-	1,83	7,40	0,89	6,59	1,83						
46	25	10	1	10	-	4,05	40,50	3,83	153,93	4,05						
47	12	4	1	4	-	2,15	8,60	0,89	7,65	2,15						
48	25	10	1	10	-	2,42	24,20	3,83	93,17	2,42						
49	8	39	1	47	-	4,50	211,50	0,4	84,60	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05	
50	10	30	1	47	-	4,50	211,50	0,62	131,15	0,05	0,9	1,3	0,90	1,30	0,05	
51	12	2	1	2	-	11,77	23,54	0,89	20,95	11,77						
52	12	14	1	14	-	2,33	32,90	0,89	29,38	2,33						

RESUMEN					
Diametros (mm)	10	12	16	20	25
Peso unitario (kg/m)	0,62	0,89	1,58	2,47	3,85
Longitud (m)	487,5	5034,15	418,6	0	815,6
N° de barras	41	420	35	0	68
Peso (kg)	302,25	4480,3935	661,388	0	3140,06
Total Peso (kg)					8384,0915

NOTAS GENERALES	
Norma de diseño: Columnas: ACI318-05	
Fundaciones: ACI318-05	
Resistencia admisible del suelo:	
qa=1,0[kg/cm ²]	
Resistencia de los materiales:	
Hormigón:	fc=210[kg/cm ²]
Acero:	fy=4200[kg/cm ²]
Tamaño máximo de agregado:	
40[mm]	
Carpeta de hormigón pobre:H°P°	
5-10[cm]	
Recubrimientos:	
Fundaciones:	5[cm]
Columnas:	2,5[cm]
Unidades de acotación:	
cm	



UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN
FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

FUNDACIONES I

ANEXO H
DISEÑO DE
LOSA CON VIGAS DE FUNDACIÓN

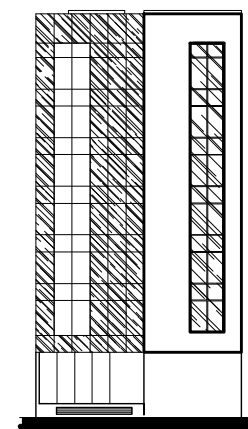
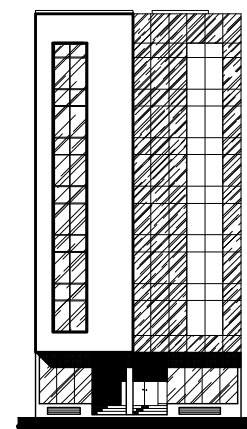
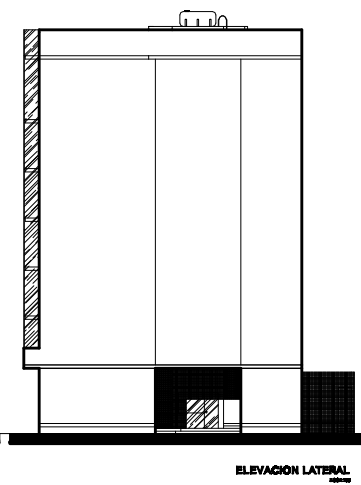
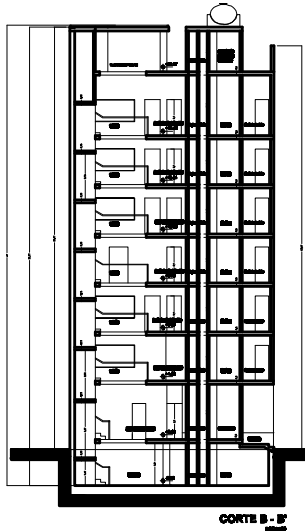
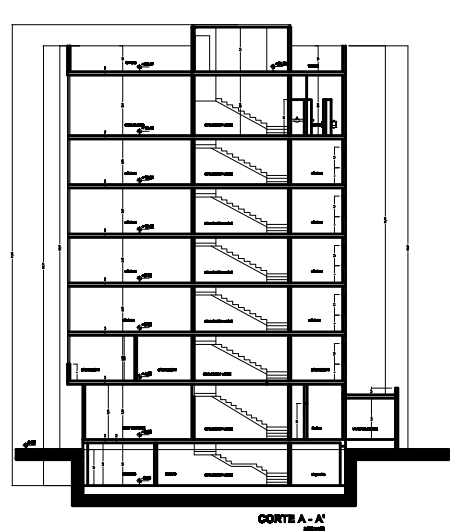
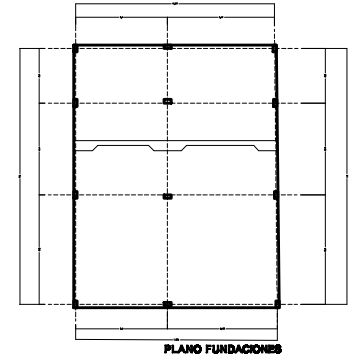
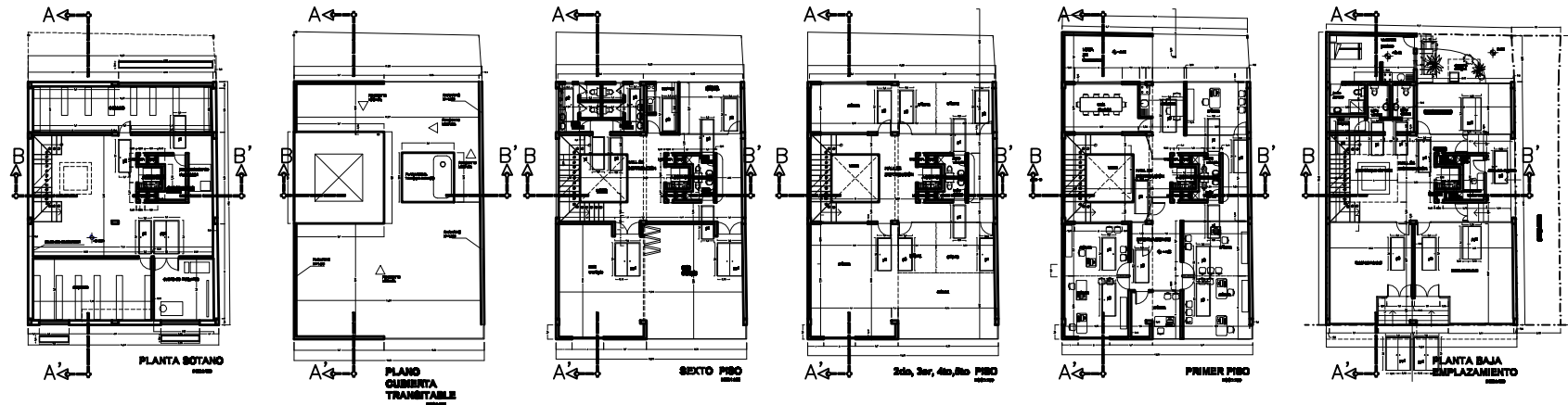
CALCULADO POR:
CAMACHO TORRICO LISBETH C.
SEMPERTEGUI TAPIA GABRIELA



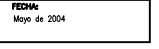
ESCALA:
INDICADA

LAMINA:
1/2

TUTOR:
ING. MSC. MARTIN DUCHEN AYALA

FECHA:
ABRIL-2009



PROYECTO: EDIFICIO PARA DEFENSA DEL NIÑO INTERNACIONAL		RELACION DE SUPERFICIES: SUPERFICIE TOTAL DEL LOTE: 220.28 M ²	
PROPIETARIO: DEFENSA DEL NIÑO INTERNACIONAL - BOLIVIA		SUP. CONSTRUIDA PLANTA SOTANO: 8 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 0: 8626.72 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 1: 1612.50 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 2: 2485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 3: 2485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 4: 2485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 5: 2485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA PLANTA 6: 2485.02 M ² SUP. CONSTRUIDA TOTAL: 1573.56 M ²	
ARQUITECTO: 		REVALIDACION:	
SELLO DE APROBACION:		ESCALA: 1:100	
PLANO DE UBICACION: 		N° DE LAMINA: Unica	
ZONA: SUDESTE DISTRITO: 10 SUBDISTRITO: 12 MANZANA: 0.20 CALLE: CALAMA N° 6-0544		SELLO COLEJO DE ARQUITECTOS: 	
FECHA: Mayo de 2004			