



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
NAGUANAGUA-ESTADO CARABOBO



**DISEÑO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA SEDE DE LA  
ESTACIÓN-ESCUELA DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO  
BEJUMA-ESTADO CARABOBO.**  
Trabajo de Grado presentado como requisito para optar al Título de  
Ingeniero Civil.

**Autores:**

Greisy Navarro  
C.I.: 18.613.377  
Aroldo Sandoval  
C.I.: 18.436.601

**Tutores:**

Prof. Adalgiza Pombo  
Prof. Pedro Estrada

Valencia, Junio de 2011



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
NAGUANAGUA-ESTADO CARABOBO



**DISEÑO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA SEDE DE LA  
ESTACIÓN-ESCUELA DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO  
BEJUMA-ESTADO CARABOBO.**

**Autores:**

Greisy Navarro

C.I.: 18.613.377

Aroldo Sandoval

C.I.: 18.436.601

**Tutores:**

Prof. Adalgiza Pombo

Prof. Pedro Estrada

Valencia, Junio de 2011

## DEDICATORIA

Es un momento muy importante en mi vida, la culminación de mis estudios de pregrado, por lo cual en estas líneas se la dedicare a las personas, que hoy por hoy son parte de este logro:

A Dios y la virgen María por ser mis padres celestiales llenándome de fortalezas, fe y muchas bendiciones, dándome el regalo de vivir cada día lleno de oportunidades para cumplir mis sueños, que nunca nos hacen falta pero a los cuales muy poco damos gracias por llenar de luz nuestros pasos.

A mis padres, y mi hermana que representan el apoyo indispensable, por ser mis ejemplos a seguir y que han estado en todos los momentos buenos y malos, por regalarme su amor, dedicación y sus sabios consejos siempre que los necesito, de no ser por ellos, hoy no sería posible este logro.

A una persona que desde hace un tiempo ya no está físicamente, mi tía Silvi cada día que pasa su ausencia sigue sintiéndose como el primer día de su partida, a ella que desde aquí le digo “terminé la tesis, seré ingeniero”.

A mis amigos y demás familiares que también me han acompañando con la mayor alegría y sinceridad les doy gracias.

Aroldo Sandoval

## **AGRADECIMIENTO**

La realización de nuestro trabajo de grado es el resultado de la colaboración de muchas personas a las cuales brevemente les daré un pequeño agradecimiento:

A Dios y la virgen María por las bendiciones que recibo a diario, por darme salud y vida para cumplir mis metas por darme el regalo de mi familia y amigos.

A mis padres y mi hermana, que son el pilar en mi formación, los cuales están día y noche dispuestos a escucharme y darme su apoyo, así como también creer en mí, darme ánimos y tener la paciencia necesaria para guiarme.

A la Universidad de Carabobo por darme la oportunidad de formarme en ella, por sentirme con ese orgullo tan grande, que a mi parecer todos sentimos por nuestra casa de estudio, que pese a las situaciones que se viven en nuestro país, la universidad nos da el regalo de prepararnos y formarnos en ella, para contribuir con nuestra Venezuela como profesionales capaces de la profesión que elegimos.

A nuestros tutores los profesores Adalgiza Pombo y Pedro Estrada, así como a los profesores que conocí en las aulas de nuestra casa de estudio, al profesor Edinson G; que son parte fundamental en este logro, con su paciencia y dedicación atendieron todas nuestras dudas y nos transmitieron sus enseñanzas, para culminar con éxito.

A los amigos y compañeros que me apoyan, están ahí para darme porras de seguir adelante y nunca parar, a mi compañera de tesis por todos estos momentos llenos de carreras, tropiezos y risas que hemos vivido en la realización de este logro, a su familia por las atenciones recibidas, y demás amistades Airelis, Fátima, Erika y Eduardo entre muchos más por darme el regalo de ser su amigo.

A los demás familiares por ser parte de mi vida, por sus buenos deseos

.  
Al personal administrativo de la escuela de ingeniería civil por las atenciones prestadas, así como también a cualquier que se me pueda olvidar en este momento.

A todos, mis más sinceros agradecimientos...

Aroldo Sandoval

## DEDICATORIA

En esta oportunidad quiero dedicar este humilde trabajo de grado...

A Dios y la virgen María, que han llenado de luz cada uno de los pasos que he dado en la trayectoria de mi vida, especialmente durante la realización de este maravilloso proyecto.

A ti mi querido padre, por ser fuente de inspiración, por tu guía, tus sabias palabras y tu apoyo, pero sobre todo por creer en mí en todo momento, por tu comprensión y tu amor. *Papá, tú y yo nos estamos graduando juntos!*

A ti mi hermosa madre, que has sido pilar fundamental en ésta y todas las etapas de mi vida, siempre dispuesta a brindarme las oportunidades que han estado en tus manos, gracias por “Ser y Estar” siempre, por tu amor, comprensión y espíritu noble. *Mamá, este éxito también es tuyo!*

A mis hermanas Gabriela y Grisel, por ser mis mejores amigas, por su compañía, su apoyo incondicional y por ser parte de mi motivación. *Las amo!*

A todos mis demás familiares, especialmente a mis tías Victoria y Esbelys que han estado siempre cerca, porque han sido ejemplares, por sus bendiciones y su enorme cariño. *Familia los amo!*

A los que no dudaron que lograría este triunfo: Amigos y compañeros, entre ellos Rosmary, Felicia, Caroby, Egly, Maurys, Luis, Manuel, Wence, Héctor; y muy especialmente a Arbik, que me obsequió una colección de palabras impregnadas de apoyo, consejos y motivación en momentos oportunos, por su presencia, su comprensión y su inmenso cariño.

A ti Aroldo, mi amigo y compañero de tesis...sin palabras...*Lo logramos!*

Greisy Navarro.

## AGRADECIMIENTO

Es mi intención, expresar mis más sinceros agradecimientos...

A Dios y la Virgen María, que me permiten vivir en el momento indicado lo mas anhelado.

A mi familia, por ser mi más grande motivo.

A mi casa de estudios la Universidad de Carabobo, que ha representado un segundo hogar, donde he recibido la formación profesional que hoy me permite materializar un sueño. A todos y cada uno de los profesores de los cuales he tenido la oportunidad de recibir sus enseñanzas, esenciales para mi crecimiento académico y personal.

A nuestros tutores Adalgiza Pombo y Pedro Estrada, por su orientación, paciencia y compromiso, quienes aportaron la iniciativa y posteriormente la ayuda necesaria para consolidar este trabajo. *Gracias!*

A nuestro tutor sentimental, el profesor Edinson Guanchez, que ha sido pieza fundamental durante el desarrollo de este proyecto, ya que no estimó esfuerzos ni tiempo para aportar desinteresadamente sus conocimientos en el área. *Gracias por tan valiosa colaboración!*

Al Cuerpo de Bomberos del Municipio Bejuma, por aportar la información necesaria para llevar a cabo nuestro trabajo y a quienes dirigimos este humilde aporte.

A mi amigo y compañero de tesis, Aroldo Sandoval, con quien he compartido este maravilloso trabajo lleno de momentos que sin duda han

sido inigualables, con quien he superado momentos difíciles y he compartido otros tantos llenos de alegría.

A la familia Sandoval Márquez, por su cariño y atenciones brindadas.

A mis amigos y demás compañeros de la UC, que han creído en mí, han estado atentos a lo que hago y de quienes he recibido significativos aprendizajes a lo largo de la carrera. *Gracias por su apoyo!*

A todas las personas que de una u otra forma contribuyeron con este logro.

A todos, un profundo sentido de agradecimiento...

Greisy Navarro

## ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	p. iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
DEDICATORIA.....	vi
AGRADECIMIENTO.....	viii
ÍNDICE GENERAL.....	x
LISTA DE TABLAS.....	xii
LISTA DE FIGURAS.....	xiv
RESÚMEN.....	xxi
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO	
I EL PROBLEMA.....	4
Planteamiento del Problema.....	4
Justificación.....	6
Objetivo General.....	7
Objetivos Específicos.....	7
II MARCO	
TEÓRICO.....	8
Antecedentes de la Investigación.....	8
Bases Teóricas.....	9
III MARCO METODOLÓGICO.....	104
Tipo de Investigación.....	104
Diseño de la Investigación.....	105
Población.....	106
Muestra.....	106
Técnicas de Recolección de Datos.....	107
Instrumentos de la Investigación.....	107
Descripción del Procedimiento.....	108
IV PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	115
Presentación y Análisis de Resultados.....	115
Conclusiones.....	226
Recomendaciones.....	227
BIBLIOGRAFÍA.....	228
ANEXOS.....	230
Estudio Geotécnico.....	230

Arquitectura.....	247
Planos.....	250

## LISTA DE TABLAS

TABLA	p.
1 Escala de intensidad Mercalli Modificada.....	28
2 Estados límite para diseño sísmico.....	51
3 Irregularidades verticales estructurales.....	84
4 Irregularidades estructurales en planta.....	85
5 Cálculo de carga de tabiquería.....	117
6 Áreas de acero losa de entrepiso.....	122
7 Áreas de acero losa de techo.....	134
8 Áreas de acero losa de escalera.....	144
9 Factor de reducción de resistencia.....	149
10 Coeficiente de aceleración horizontal.....	153
11 Factor de importancia.....	154
12 Nivel de diseño.....	154
13 Factor de reducción de respuesta.....	155
14 Forma espectral y coeficiente de corrección.....	156
15 Valores de $T^*$ , $T_0$ , $\beta$ , $\rho$ .....	157
16 Valor de $T^+$ .....	157
17 Valores de Espectro.....	158
18 Áreas de acero requerido Pórtico “B”.....	168
19 Reacciones de diseño de fundaciones.....	185
20 Áreas de acero, corte y punzonamiento.....	188

21 Áreas de acero, corte y punzonamiento zapata excéntrica.....	193
22 Response Spectrum Base Reactions.....	199
23 Espectro de Diseño Corregido.....	200
24 Áreas de acero, corte y punzonamiento zapata de escalera.....	217

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA	p.
1. Relación geométrica entre foco y sitio.....	11
2. Placas continentales.....	12
3. Movimiento de placas.....	14
4. Teoría de placas.....	14
5. Localización del sismo de Loma Prieta.....	16
6. Movimiento de la falla de San Andrés.....	17
7. Falla geológica.....	18
8. Tipos de fallas geológicas según su desplazamiento.....	19
9. Falla de San Andrés por desgarramiento.....	20
10. Deformaciones producidas por las ondas de cuerpo (a) onda P, (b) onda S.....	21
11. Tipos de ondas de cuerpo.....	22
12. Movimiento causado por las ondas de cuerpo.....	22
13. Tipos de ondas superficial.....	23
14. Deformaciones producidas por las ondas superficiales: (a) onda Rayleigh, (b) onda Love.....	23
15. Terremoto de Kermadec.....	25
16. Licuefacción: El sismo de Niigata, Japón, 16 de Junio de 1964 (M=7.5): Inclinación de edificios de departamentos.....	28
17. Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura.....	30
18. Modelo de un sistema de un grado de libertad.....	31
19. Flujo de fuerzas en la estructura debido a la vibración.....	32

20. Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distintos periodos fundamental de vibración.....	34
21. Registro de aceleraciones de un edificio de la ciudad de México para un sismo moderado (28 Octubre de 1993).....	35
22. Relación carga-deformación de una estructura.....	37
23. Respuesta elástica inelástica de sistema de un grado de libertad...	39
24. Colapso de un edificio por falla de columna.....	40
25. Falla de columna con escaso refuerzo transversal.....	41
26. Falla por escasez de anclaje del refuerzo de la columna en su conexión con el sistema de pisos.....	42
27. Falla de un edificio a base de losas planas por punzonamiento de losas.....	43
28. Volteo de un edificio por falla de cimentación.....	43
29. Falla de columna por efecto de cortante y torsión producida por excentricidad de la viga longitudinal .....	44
30. Daño en edificio por vibración torsional.....	45
31. Falla debido a golpeo entre edificios adyacentes.....	45
32. Falla por cortante en columna corta.....	46
33. Daños en elementos de fachada por movimientos laterales excesivos del edificio.....	47
34. Torre de telecomunicación, Frankfurt (estructura simple).....	52
35. Sistema de estructuras de simple grado de libertad (SDF).....	53
36. Sistema linealmente elástico.....	54
37. Fuerza de amortiguamiento.....	55
38. Sistema SDF, ecuación de movimiento.....	57

39. Componentes de masa, amortiguamiento y rigidez.....	59
40. Ecuación de movimiento: Excitación sísmica.....	59
41. Grados de libertad estáticos y dinámicos.....	62
42. Relación esfuerzo-deformación típica del concreto simple.....	67
43. Relación esfuerzo-deformación de concreto de diferentes resistencias .....	67
44. Relación esfuerzo-deformación para distintas velocidades de aplicación.....	68
45. Degradación del concreto ante cargas repetidas con alto nivel de esfuerzos.....	68
46. Efecto del confinamiento por efecto transversal en la curva esfuerzo-deformación del concreto.....	69
47. Efecto de la presión transversal en la relación esfuerzo-deformación del concreto.....	70
48. Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.....	71
49. Lazos de histéresis para el acero estructural y de refuerzo.....	72
50. Relaciones momento-curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexión pura.....	73
51. Lazos de histéresis de una sección de concreto reforzada con falla de flexión.....	74
52. Lazos de histéresis de una viga de concreto reforzado con refuerzo altos de cortantes.....	74
53. Relación momentos-curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexocompresión con diferentes niveles de carga axial.....	76
54. Lazos de histéresis para columnas de concreto reforzado sujetas a carga axial.....	76
55. Estado de esfuerzo en una conexión viga-columna interior.....	77

56. Lazos de histéresis de una conexión viga-columna de concreto con problema de adherencia.....	78
57. Irregularidades en elevación.....	82
58. Irregularidades en planta.....	85
59. Sistemas estructurales.....	89
60. Transmisión de esfuerzos de inercia en la estructura.....	91
61. Distribución de las fuerzas de inercia cuando el sistema de pisos no constituye diafragma rígido.....	92
62. Distorsión en el plano ante fuerzas sísmicas en dirección diagonal, cuando el sistema de pisos no constituye diafragma rígido.....	93
63. Espectro de respuesta de diseño.....	96
64. Altura mínima de losas.....	116
65. Pesos unitarios de elementos constructivos.....	116
66. Tabiques y mampostería.....	118
67. Carga mínima variable.....	119
68. Sección de losa de entrepiso.....	120
69. Esquema de losa de entrepiso.....	121
70. Carga permanente sobre losa de entrepiso.....	121
71. Carga variable sobre losa de entrepiso.....	122
72. Acero requerido sobre losa de entrepiso.....	127
73. Sección transversal losa de entrepiso.....	128
74. Verificación de corte losa de entrepiso.....	129
75. Sección de losa de techo.....	131
76. Esquema de losa de techo.....	133

77. Carga permanente sobre losa de techo.....	133
78. Carga variable sobre losa de techo.....	134
79. Acero requerido sobre losa de techo.....	138
80. Sección transversal losa de techo.....	139
81. Verificación de corte losa de techo.....	140
82. Losa de escalera.....	142
83. Carga permanente y variable sobre losa de escalera.....	144
84. Acero requerido en la losa de escalera.....	147
85. Ecuaciones para el cálculo de $A_d$ .....	158
86. Espectros.....	161
87. Modelo estación-escuela.....	162
88. Porcentaje de masas.....	163
89. Espectro de diseño.....	163
90. Carga permanente y variable en el pórtico B.....	165
91. Secciones del pórtico B.....	166
92. Acero requerido en el pórtico B.....	166
93. Número de elementos pórtico B.....	167
94. Verificación por corte del pórtico B.....	173
95. Deriva máxima en dirección X.....	173
96. Deriva máxima en dirección Y.....	174
97. Porcentajes de acero en columnas del pórtico B.....	174
98. Verificación viga débil-columna fuerte.....	175
99. Longitud de confinamiento.....	176

100.	Combinaciones para el cálculo de fundaciones.....	181
101.	Vista de planta de envigados de riostra.....	182
102.	Numeración de elementos para el diseño de zapatas.....	183
103.	Vista de zapata.....	187
104.	Deformada de zapata.....	187
105.	Vista de zapata excéntrica.....	192
106.	Deformada de zapata excéntrica.....	192
107.	Espectro por corrección de cortante basal.....	201
108.	Modelo de escalera externa.....	203
109.	Losa de techo cargada por CP.....	204
110.	Losa de techo cargada por CV.....	205
111.	Losa de escalera cargada por CP.....	206
112.	Losa de escalera cargada por CV.....	206
113.	Secciones del pórtico B.....	207
114.	Escalera externa cargada.....	208
115.	Verificación de tensiones del acero del perfil IPN-140.....	209
116.	Verificación de tensiones del acero del tubo 120x84x4.5.....	210
117.	Verificación de tensiones del acero del perfil HE200A.....	211
118.	Deriva máxima en dirección X escalera.....	212
119.	Deriva máxima en dirección Y escalera.....	212
120.	Vista zapata de escalera.....	214
121.	Deformada zapata de escalera.....	215

122.	Vista de envigado de riostras escalera externa.....	216
123.	Vista de unión estructura en acero-fundaciones.....	216
124.	Casos de estudio para el diseño de plancha de apoyo.....	222
125.	Anexo 1 Estudio Geotécnico.....	230
126.	Anexo 2 Arquitectura.....	247



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD DE CARABOBO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
NAGUANAGUA-ESTADO CARABOBO



**DISEÑO DEL PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA SEDE DE LA  
ESTACIÓN-ESCUELA DEL CUERPO DE BOMBEROS DEL MUNICIPIO  
BEJUMA-ESTADO CARABOBO.**

**Autores:**

Greisy Navarro

C.I.: 18.613.377

Aroldo Sandoval

C.I.: 18.436.601

**Tutores:**

Prof. Adalgiza Pombo

Prof. Pedro Estrada

## RESUMEN

El presente trabajo de grado tiene como objetivo principal “Diseñar el Proyecto Estructural de la Sede de la Estación-Escuela del Cuerpo de Bomberos del Municipio Bejuma del Estado Carabobo”, el mismo se enfoca en la concepción de una estructura capaz de resistir eventualidades sísmicas, respetando los requisitos exigidos por las normas COVENIN 1756-2001, 1753-2006 y 2002-88. El diseño de los elementos estructurales se ejecutó mediante herramientas de cálculo tales como: SAP2000, ETABS y SAFE, fundamentado en el Método de Dinámica Espacial con Tres Grados de Libertad por Nivel, que considera una serie de parámetros, siendo estos: Distribución de Masas, Espectro de Respuesta y Rigidez del Diafragma. Se alcanzó un diseño estructuralmente dúctil, sismorresistente, óptimo y seguro, para satisfacer la labor que le es encomendada a la estructura como una edificación de índole esencial, de manera que se logre resguardar las vidas humanas hasta en los momentos más adversos.

## INTRODUCCIÓN

En toda localidad, existe la necesidad de contar con instituciones que resultan ser fundamentales en el aspecto social de las mismas, y más aún si son de carácter vital. Muchas de ellas al tener la responsabilidad de salvaguardar vidas, de socorrer en casos de daños y prestar sus servicios para hacer frente a situaciones de emergencia, cobran una mayor importancia. En este sentido, las infraestructuras destinadas para tales instituciones resultan ser esenciales, debido a que se consideran críticas para operaciones de atención de la emergencia sísmica o también, vitales para la respuesta ante la emergencia y posterior recuperación del desastre; preservando así la salud, seguridad y atención de la población después de un sismo.

En general, todas las referencias coinciden en señalar como ejemplos de edificaciones esenciales a los hospitales, las estaciones de policías y de bomberos, los centros de control de emergencia, los centros de comunicaciones e inclusive las escuelas; pues las mismas juegan un papel fundamental como refugio de los habitantes desplazados por daños en sus viviendas. Por otro lado, el servicio prestado por el personal del cuerpo de bomberos constituye, sin lugar a dudas, la base de cualquier programación de atención de emergencia debido a una crisis sísmica; en consecuencia, es determinante que sus instalaciones permanezcan en condiciones aptas para prestar el servicio que les sea encomendado.

Razón por la cual este tipo de estructuras requieren de una filosofía de diseño sismorresistente, donde se establece que la seguridad de las vidas humanas es la consideración más importante para el diseño de un edificio, por lo tanto dicho diseño resulta ser más exhaustivo que el utilizado para edificaciones convencionales, garantizando un desempeño eficiente de la estructura ante un sismo.

Cabe destacar que la localidad de Bejuma situada en el estado Carabobo se encuentra en una zona de peligro sísmico elevado, según el Mapa de Zonificación Sísmica de la Norma COVENIN - MINDUR 1756 – 2001 y, por lo tanto, las estructuras que dentro de ella se implementan deben seguir el lineamiento descrito anteriormente en cuanto a su diseño se refiere. La sede de la estación del cuerpo de bomberos del municipio Bejuma no posee las instalaciones apropiadas para llevar a cabo las tareas que se les encomiendan, debido al posible descuido por parte de las autoridades competentes y a la falta de recursos que frecuentemente aborda al país, por ésta razón surge la necesidad de solicitar la elaboración del *proyecto estructural* de una nueva sede que posea los requerimientos físicos adecuados y sea estructuralmente resistente, en los espacios donde actualmente se ubica. En tal sentido, se pretende realizar una propuesta de diseño suficientemente apta para solventar la problemática existente, partiendo de un estudio geotécnico y un plano arquitectónico.

El presente trabajo “Diseño del Proyecto Estructural de la Sede de la Estación-Escuela del Cuerpo de Bomberos del Municipio Bejuma-Estado Carabobo” persigue un propósito desde punto de vista práctico, el mismo se clasifica como un proyecto factible.

La investigación ha sido organizada en cuatro (4) capítulos:

El Capítulo I: Contiene una exposición general del planteamiento del problema, el objetivo general y objetivos específicos, además de la justificación del problema en estudio.

El Capítulo II: Se refiere al marco teórico donde se establecen aquellos antecedentes y teorías que sustentan el trabajo de investigación.

El Capítulo III: Presenta el marco metodológico donde se expone el tipo de investigación, diseño, población, muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de información además de los procedimientos.

El capítulo IV: Se aborda el análisis e interpretación de los resultados. Además se presenta la conclusión y recomendaciones de dicha investigación.

## **CAPITULO I**

### **EL PROBLEMA**

#### **Planteamiento del Problema**

Indudablemente resulta fundamental la creación de instituciones de carácter esencial en todas las localidades del país que garanticen el bienestar y la buena formación de sus habitantes, esto a su vez escapa de la realidad, ya que muchas de las instituciones existentes no cuentan con los espacios físicos ni el diseño sísmico requerido, que se establecen en las normativas venezolanas.

En este contexto se debe acotar que las estaciones de bomberos son de vital importancia, debido a la responsabilidad de salvaguardar vidas en situaciones críticas que pongan en riesgo la vida y bienes de la población. En la actualidad, la comunidad del municipio Bejuma del estado Carabobo la cual posee un considerable número de habitantes, no cuenta con una infraestructura suficientemente capaz de cumplir las funciones que le competen.

La situación antes mencionada se debe a la falta de planificación y gerencia por parte de los entes gubernamentales, que refleja la situación económica actual del país dentro del municipio, en otras palabras se pone en evidencia el déficit de recursos que se invierten en este tipo de institución, dejando en el olvido el crecimiento y desarrollo de la seguridad ciudadana.

De persistir con dicha problemática se pone en riesgo la mayor fortaleza del cuerpo de bomberos, como lo es su talento humano, y es justamente gracias a esto que han podido mantenerse en pie las instituciones existentes en Venezuela. Porque sería difícil subsistir como organización en medio de tantas necesidades y pocos recursos, si no fuera por la vocación de servicio y la abnegación que los caracteriza, motivo suficiente para llevar a cabo un plan de acción con la firme convicción de promover un cambio en beneficio del personal que integra al cuerpo de bomberos y a los habitantes de la población.

Por ende surge la necesidad de elaborar una propuesta de diseño de un proyecto estructural de la sede de la estación – escuela del cuerpo de bomberos, concebida en dos aspectos fundamentales: funcional y estructural; el primero, que comprenda la buena formación y desempeño del cuerpo de bomberos, y el último, enfocado en la resistencia de los elementos estructurales que debe tener ante una eventualidad sísmica. Todo esto con la finalidad de contribuir con la seguridad de los habitantes del municipio Bejuma.

**Objetivo General:**

Diseñar un Proyecto Estructural para la Sede de la Estación - Escuela del Cuerpo de Bomberos del Municipio Bejuma del Estado Carabobo.

**Objetivos Específicos:**

Definir el proyecto Arquitectónico y Geotécnico.

Diseñar los Elementos Estructurales Mediante el Uso del Método Dinámico Espacial.

## **Justificación**

Todas las instituciones sociales de emergencia, que tienen la obligación de socorrer vidas, deben disponer de instalaciones que se adecúen a los requerimientos físicos y estructurales que la comprenden, debido a que las mismas son de tipo esencial. En tal sentido, es necesario que sus instalaciones permanezcan en condiciones de prestar el servicio que les es encomendado, ya que su funcionamiento en condiciones de emergencia sísmica es vital para reducir las consecuencias propias de un desastre natural. Sin embargo, la estación de bomberos ubicada en el Municipio Bejuma del Estado Carabobo carece de tales requerimientos y, por lo tanto, no puede ejecutarse la acción de mitigación y organización del personal para prestar auxilio en caso de accidentes de tránsito, incendio u otras emergencias.

Razón por la cual pretende llevarse a cabo la concepción de una edificación destinada a satisfacer las necesidades en que se encuentra expuesta dicha institución, contribuyendo de esta manera, con el cumplimiento de las tareas propias del personal que dentro de ella se desenvuelve, como lo son la coordinación, adiestramiento y puesta en marcha de acciones de seguridad y rescate en los momentos más adversos. Al mismo tiempo permite la aplicación de los conocimientos académicos referentes a la ingeniería estructural, destacándose el diseño sismorresistente de las edificaciones de acuerdo a la toma de criterios convenientes y a la utilización de las normativas venezolanas correspondientes.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 Antecedentes**

**Edinson M. Barros F. y Betsy A. Parra D. (Noviembre 2005).** “Estudio y Aplicación de una Metodología para la Planificación, Análisis y Diseño de Estructuras Aporticadas en Concreto Armado de acuerdo a las Nuevas Normativas COVENIN”. Trabajo especial de grado de la Universidad de Carabobo para optar al título de Ingeniero Civil. En su trabajo se plantearon como objetivo principal desarrollar una metodología para la planificación, análisis y diseño de las estructuras aporticadas de concreto armado, basada en las normativas COVENIN-MINDUR (1753-2003,1756-2001 y 2002-88) la cual permite optimizar los procesos utilizados tanto por el estudiante como los profesionales de la ingeniería civil. La relación que guarda la presente investigación con el antecedente mencionado, es la selección del método que se utiliza, el cual rige los lineamientos de análisis y planificación estructural utilizados como herramientas en esta investigación.

**Barreto Smith Patricia C. y Medina Becerra Richard M. (2008).** “Estimación del comportamiento Dinámico del Edificio del Cuerpo de Bomberos de la Ciudad de Trujillo Edo. Trujillo”. Trabajo especial de grado de la Universidad de Los Andes para optar al título de Ingeniero Civil. Las metodologías y técnicas utilizadas para dicha evaluación fueron mediante la

realización de análisis estático lineal, espectral y modal utilizando el programa SAP 2000, de los resultados de los análisis realizados se escogieron las relaciones demanda/capacidad de las columnas y derivas de entrepiso como los representativos para determinar el desempeño de la estructura, por lo que se concluye que la edificación en estudio es altamente vulnerable a sufrir daños en caso de ocurrencia de un evento sísmico importante en la región. Todo esto sirve de ejemplo para la presente investigación ya que básicamente seguiremos esta línea de trabajo para lograr los objetivos.

**Aponte Carlos y Plaza María (Abril 2010).** “Comparación de las Acciones Laterales Sísmicas por un Método de Análisis Estático y un Método de Análisis Dinámico en Edificaciones Aporticadas”. En esta investigación se plantea como objetivo la influencia de la altura de la edificación en las acciones sísmicas y en parámetros dinámicos como el período de vibración, a través de estudio de 4 edificaciones por medio de la implementación de los métodos de análisis estático y de superposición modal con 3 grados de libertad por nivel. Adicionalmente se suma como aporte importante, evidenciar en que aspecto en específico se basa la norma para limitar al “Método Estático Equivalente” al número de pisos y a la altura para los cuales su aplicación es válida. Esto a su vez ayuda a elegir el método más conveniente para el análisis de esta investigación.

## **2.2 Bases Teóricas**

### **2.2.1 Conceptos Básicos de Sismología**

Las definiciones siguientes corresponden a algunos de los términos más utilizados en sismología:

**Sismo, temblor o terremoto:** Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de las ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre (disparo sísmico o liberación de energía).

**Sismología:** Es la ciencia y estudio de los sismos, sus causas, efectos y fenómenos asociados.

**Sismicidad:** Es la frecuencia de ocurrencia de sismos por unidad de área en una región dada. A menudo esta definición es empleada inadecuadamente, por lo que se define en forma más general como “la actividad sísmica de una región dada”, esta última definición implica que la sismicidad se refiere a la cantidad de energía liberada en un área en particular.

**Amenaza Sísmica:** Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno esperada, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminado.

**Microzonificación sísmica:** División de una región o de un área urbana en zonas más pequeñas, que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectadas por los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente.

**Fallas geológicas:** Ruptura, o zona de ruptura, en la roca de la corteza terrestre cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.

**Ondas sísmicas:** Son vibraciones que se propagan a través de la corteza terrestre causadas por la repentina liberación de energía en el foco.

**Acelerograma:** Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

**Sismograma:** Es un registro del movimiento sísmico y mide la magnitud de los sismos.

**Aceleración pico del suelo:** Es la aceleración máxima de un punto en la superficie alcanzada durante un sismo, expresada como fracción de la gravedad (g).

**Licuación:** Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual estos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

**Epicentro:** Punto que se encuentra en la superficie de la tierra inmediatamente por encima del foco.

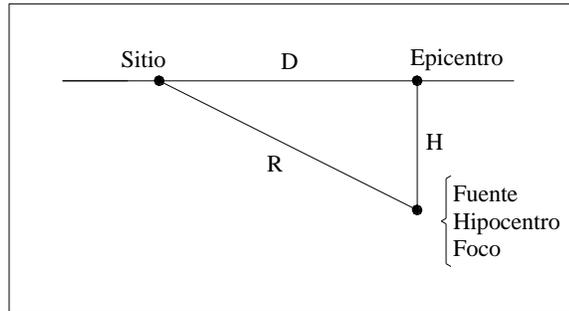
**Hipocentro:** Foco sísmico o fuente, es el punto o grupo de puntos subterráneos desde donde se origina el sismo.

**Distancia epicentral (D):** Es la distancia horizontal desde un punto en la superficie al epicentro, (ver la Figura 1).

**Distancia focal (R):** Es la distancia desde un punto en la superficie al foco, hipocentro o fuente, (ver la Figura 1).

**Profundidad focal (H):** Es la distancia entre el foco y el epicentro.

**Sismo de diseño:** Es la caracterización de los movimientos sísmicos en un sitio dado que deben utilizarse en la realización del diseño sismo resistente.



**Figura 1:** Relación geométrica entre foco y sitio.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

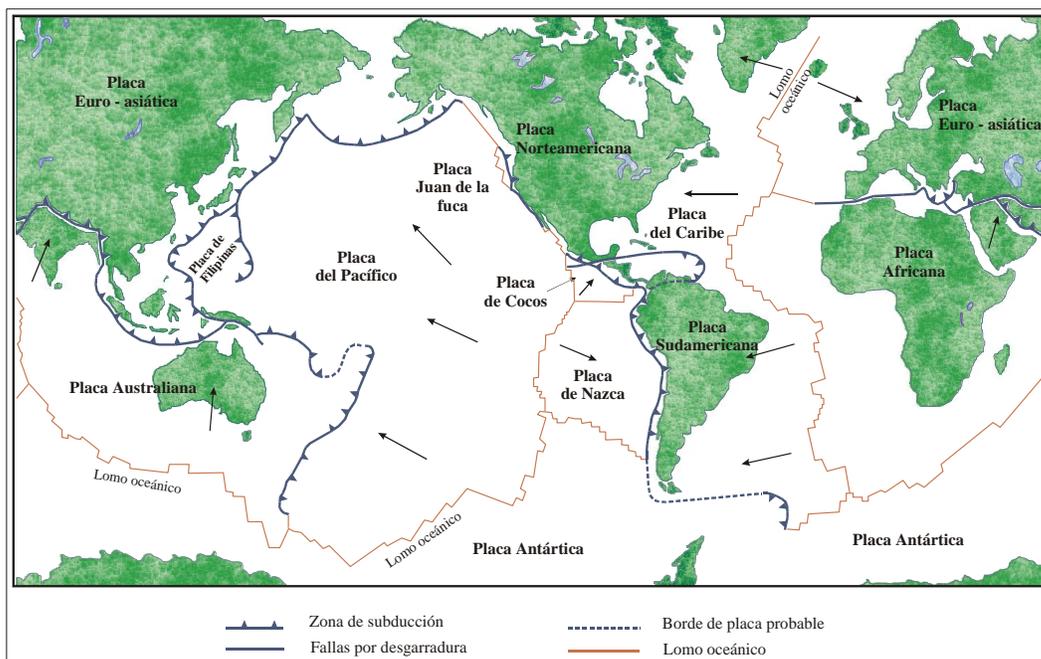
### 2.3 Causas de los Sismos

Varios fenómenos son los causantes de que la tierra tiemble, dependiendo de éstos actualmente se reconocen tres clases de sismos: los sismos de origen tectónico, los de origen volcánico y los artificialmente producidos por el hombre. Siendo más devastadores los sismos de origen tectónico, y por ende los de mayor interés dentro la ingeniería.

#### Tectónica de Placas

El origen de la mayoría de los sismos es explicado satisfactoriamente por la teoría de la tectónica de placas. La idea básica es que la corteza terrestre, la litosfera, está compuesta por un mosaico de doce o más bloques grandes y rígidos llamados placas, que se mueven uno respecto de otro. La corteza terrestre se encuentra dividida en seis placas continentales (África, América, Antártida, Australia, Europa y la placa del Pacífico), y cerca de catorce placas subcontinentales (placa de Nazca, del Caribe, etc.) como se puede apreciar en la (Figura 2).

La validez de la teoría de la tectónica de placas recibió un fuerte apoyo de los datos sísmicos reunidos a través de los años mediante la red sísmica mundial, que fue establecida hacia el final de la década de 1950. Los datos demostraron que las zonas en donde ocurren la mayor parte de los terremotos del mundo son muy estrechas y muy bien definidas, sugiriendo que la mayoría de los sismos registrados resultan de los movimientos de las placas en las zonas donde chocan unas contra otras.



**Figura 2:** Placas continentales.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

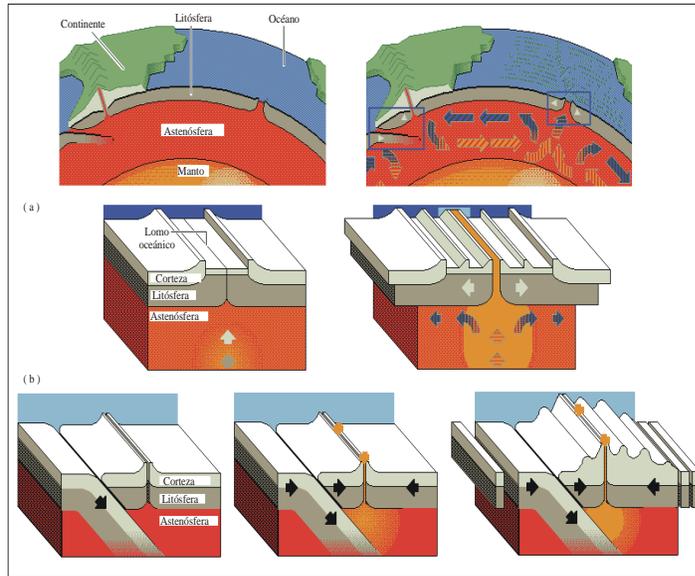
Una explicación plausible para la causa del movimiento de las placas se basa en el equilibrio térmico de los materiales que componen la Tierra. Nuestro planeta se formó por la unión de meteoritos. El incremento en la masa ha aumentado la radioactividad. Consecuentemente, el planeta se ha calentado y su núcleo crece a costa de la fusión del manto. La parte superior del manto, que está en contacto con la corteza, se encuentra a una

temperatura relativamente baja, mientras que la parte inferior que está en contacto con el núcleo a una temperatura mucho más alta. Es evidente que el material caliente (en las profundidades) posee una densidad menor al material frío (cerca de la corteza), lo que hace que tienda a subir, mientras que el material de la superficie una vez frío tiende a bajar por la acción de la gravedad. Este proceso cíclico se denomina convección. Las corrientes convectivas generan esfuerzos de corte en la base de las placas, provocando su movimiento en distintas direcciones

Estas corrientes también hacen que la lava ascienda continuamente en los llamados lomos oceánicos. La roca formada se mueve lentamente por ambos lados del lomo como nuevo piso o base oceánica, desplazando las placas a velocidad constante. Estas zonas son denominadas zonas de expansión.

Las placas se mueven libremente con respecto a la Astenósfera subyacente, y también pueden moverse una con respecto de la otra de tres formas: a) una placa se desliza pasando frente a la otra a lo largo de su margen, b) dos placas se mueven alejándose mutuamente, c) dos placas se mueven de tal forma que una se desliza por debajo de la otra.

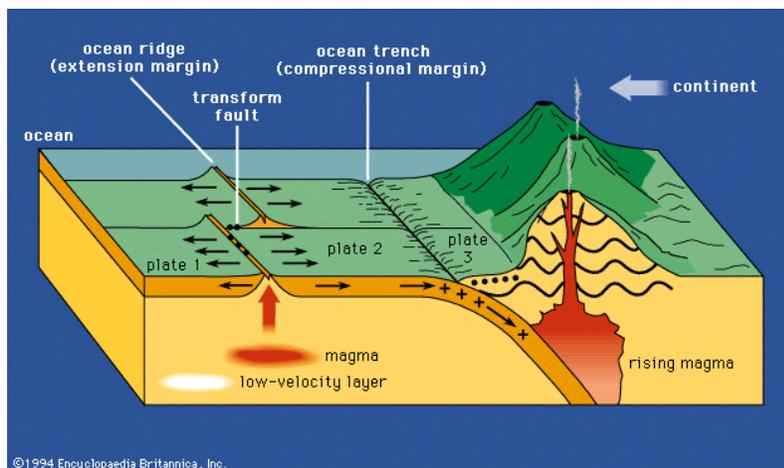
El primero de estos movimientos tiene su expresión en la superficie de la tierra, como sucede en la falla de San Andrés. El segundo tipo de movimiento da origen a los lomos oceánicos. El tercero tiene su acción en las profundas trincheras oceánicas donde el borde de una placa se mueve por debajo de la otra, este proceso se conoce como subducción. La Figura 4 ilustra los conceptos expuestos en los párrafos anteriores.



**Figura 3:** Movimiento de Placas

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

La formación de nuevo piso oceánico en los lomos de expansión implica la separación de los continentes aumentando de esta manera el área del piso oceánico. Este aumento es equilibrado por la destrucción de la placa por medio de la subducción cuando la corteza oceánica es transportada al manto, en donde se consume.



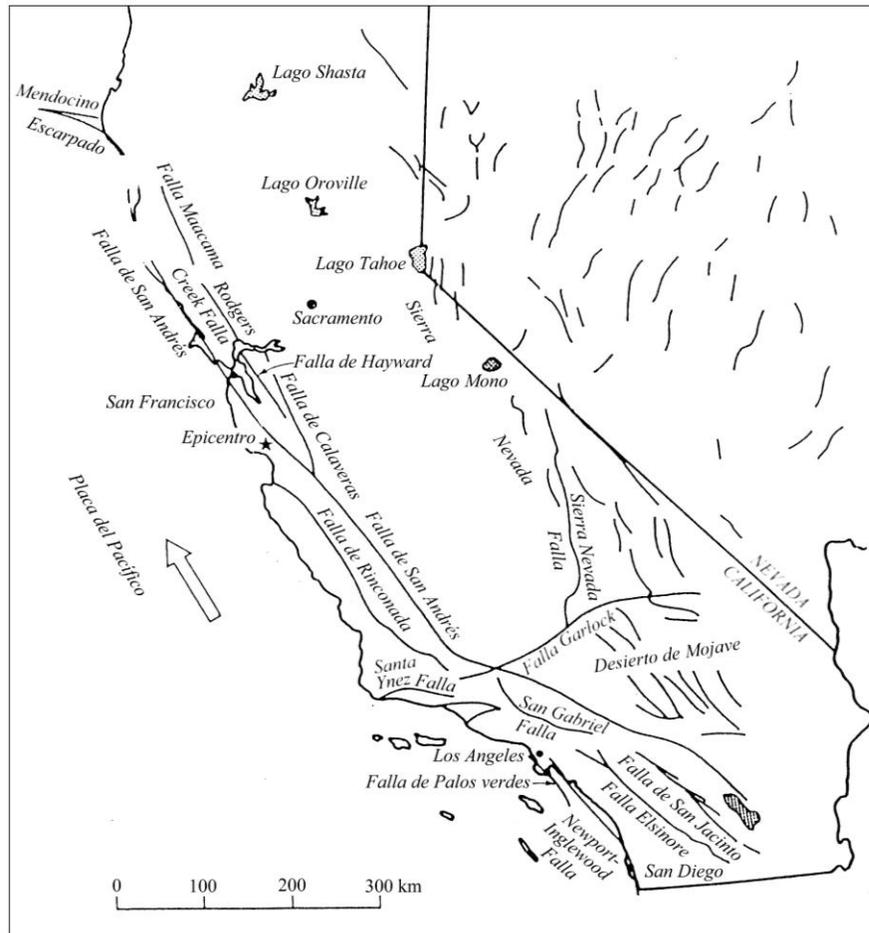
**Figura 4:** Teoría de Placas.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

## **Sismos de Origen Tectónico**

Se producen por el desplazamiento súbito de las placas tectónicas a lo largo de las fracturas llamadas fallas. Estos movimientos bruscos liberan el esfuerzo al que están sometidas las rocas corticales. El esfuerzo se acumula localmente por varias causas hasta que supera la resistencia de las rocas, que es cuando ocurre la ruptura y deslizamiento a lo largo de las fracturas. El choque o disparo sísmico se traduce en una gran liberación de energía, seguido algunas veces de un rebote elástico, hasta que las placas involucradas alcanzan nuevas posiciones de equilibrio.

Muchos de los centros activos de terremotos actuales se localizan a lo largo de dos fajas situadas en la superficie terrestre: la circumpacífica y la alpina o alpinohimalaya. También ocurren numerosos choques más pequeños en las zonas de fallas marinas asociadas con los lomos oceánicos. Bolivia se encuentra en el área de influencia de la banda circumpacífica.



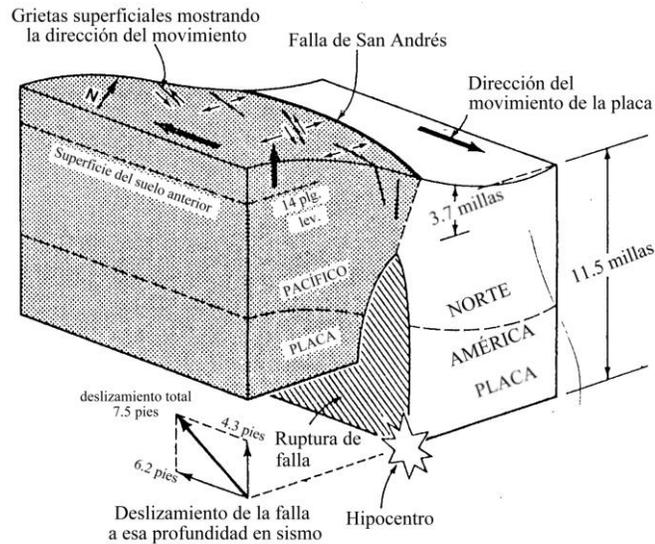
**Figura 5:** Localización del sismo de Loma Prieta.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

El sismo de Loma Prieta de Octubre de 1989 ocurrido en la falla de San Andrés es un ejemplo ilustrativo de esta clase de sismo como se muestra en la Figura 5, y la dirección del movimiento de las placas es ilustrada en la Figura 6.

De las dos clases de sismos no tectónicos, los del origen volcánico son raramente muy grandes o destructivos. Ellos son de interés principalmente porque anuncian las erupciones volcánicas inminentes. Los temblores se

originan a causa de la subida del magma, llenando las cámaras internas del volcán.



**Figura 6:** Movimiento de la falla de San Andrés durante el sismo de Loma Prieta.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

El hombre puede inducir sismos mediante una variedad de actividades, tal como el relleno de nuevos depósitos, la detonación subterránea de explosivos atómicos, o el bombeo profundo de fluidos en la tierra mediante pozos.

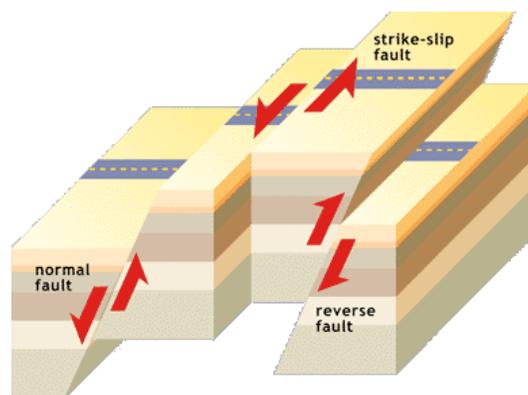
### 2.2.3 Fallas Geológicas

Las fallas son fracturas en las cuales ha tenido lugar el desplazamiento relativo de los dos lados de la ruptura. La longitud de las fallas puede alcanzar desde varios metros hasta cientos de kilómetros y extenderse desde la superficie a varias decenas de kilómetros de profundidad.

La presencia de fallas en la superficie no necesariamente implica que el área tiene actividad sísmica, así como la inexistencia de las mismas no

implica que el área sea asísmica, ya que muchas veces las fracturas no alcanzan a aflorar en la superficie.

Si bien la superficie en una falla puede ser irregular, esta puede ser representada aproximadamente como un plano, el cual está descrito por su rumbo y buzamiento. El rumbo es la línea de intersección del plano de falla con un plano horizontal; el azimuth del rumbo es utilizado para describir su orientación respecto al Norte y el buzamiento es el ángulo de inclinación desde el plano horizontal hasta el plano de falla.



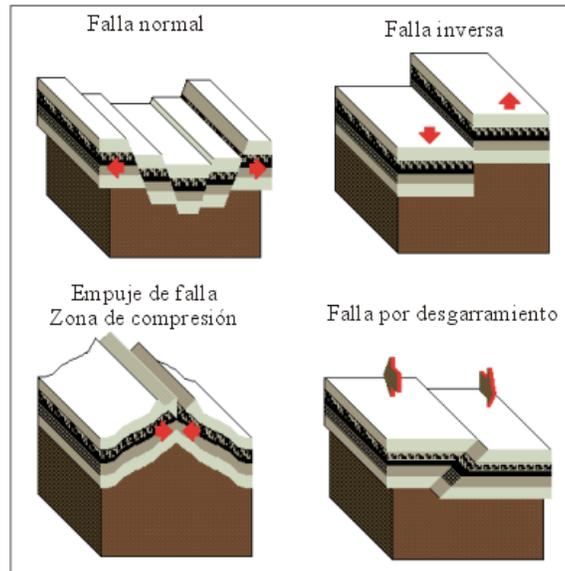
**Figura 7:** Falla Geológica.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### ***Tipos de Falla***

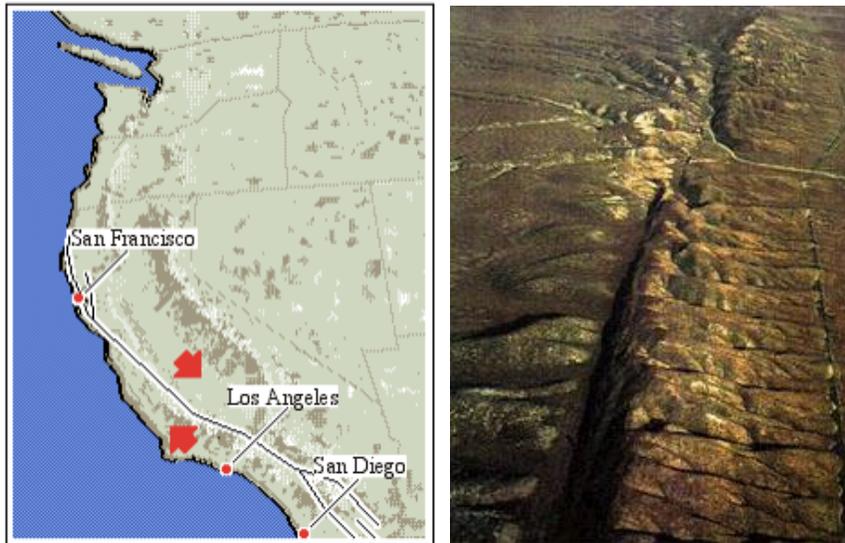
Según su movimiento, existen tres tipos de falla: normal, inversa y de desgarradura. Las fallas normales son propias de las zonas en tracción; se produce un desplazamiento hacia abajo de la porción inferior. Las fallas inversas corresponden a zonas de compresión, se produce un desplazamiento hacia arriba de la porción inferior. Las fallas por desgarramiento implican grandes desplazamientos laterales entre dos placas en contacto, la falla de San Andrés es un ejemplo ilustrativo de este tipo

(Figura 8). Y la Figura 9 muestra claramente la naturaleza del desplazamiento en cada caso.



**Figura 8:** Tipos de Falla Geológica según su Desplazamiento.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).



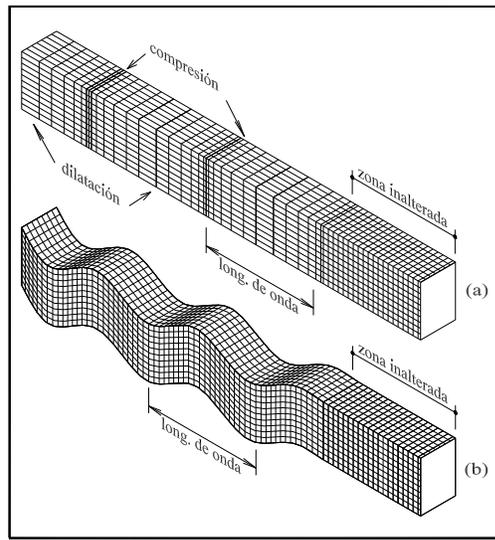
**Figura 9:** Falla de San Andrés- Falla por desgarramiento.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

#### **2.2.4 Ondas Sísmicas**

La repentina liberación de energía en el foco o hipocentro del sismo, cuando éste ocurre, se propaga en forma de vibraciones elásticas u ondas elásticas de deformación. Se asume que las deformaciones generadas por el paso de una onda son elásticas, de esta manera, las velocidades de propagación son determinadas sobre la base del módulo elástico y la densidad de los materiales a través de los cuales viaja la onda. Las ondas sísmicas se clasifican según su naturaleza en ondas de cuerpo y ondas de superficie.

**Ondas de Cuerpo:** Reciben el nombre de ondas de cuerpo porque pueden viajar a través del cuerpo del material. Un cuerpo elástico puede estar sujeto a dos tipos de deformación: compresión - dilatación y cortante, por lo tanto las ondas que se generan son de compresión o de corte, respectivamente



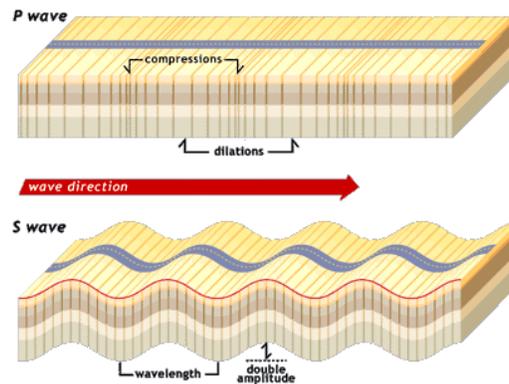
**Figura 10:** Deformaciones producidas por las ondas de cuerpo (a) onda P, (b) onda S.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

**Las Ondas P**, llamadas también primarias, longitudinales, compresionales o dilatacionales; producen un movimiento de partículas en la misma dirección de la propagación, alternando compresión y dilatación del medio.

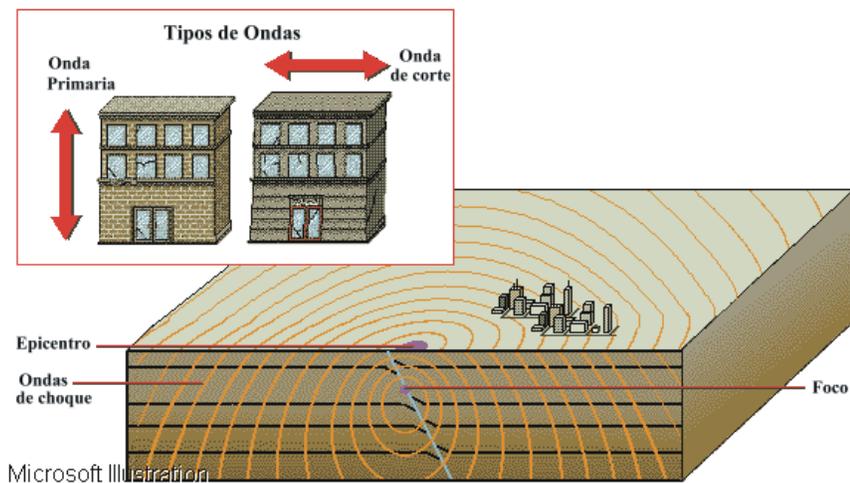
**Las Ondas S**, llamadas también ondas secundarias, transversales o de cortante; producen un movimiento de partículas en sentido perpendicular a la dirección de propagación, como se puede observar en la Figura 11.

Por lo general cuando ocurre un sismo, las ondas P se registran primero, segundos más tarde llegan las ondas S, con su movimiento de arriba hacia abajo y lado a lado, causando graves daños en las estructuras, como se puede observar en la Figura 12. Las ondas P pueden propagarse a través de medios sólidos y líquidos, en cambio las ondas S se propagan únicamente a través de medios sólidos debido a que los líquidos no presentan rigidez al corte.



**Figura 11:** Tipos de ondas de cuerpo.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).



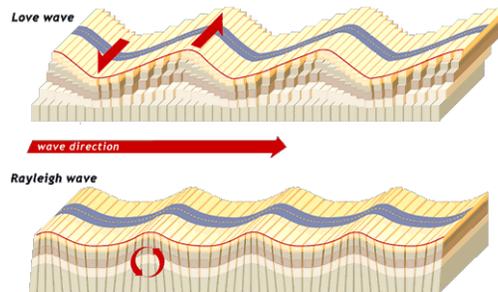
**Figura 12:** Movimiento causado por las ondas de cuerpo.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### ***Ondas Superficiales***

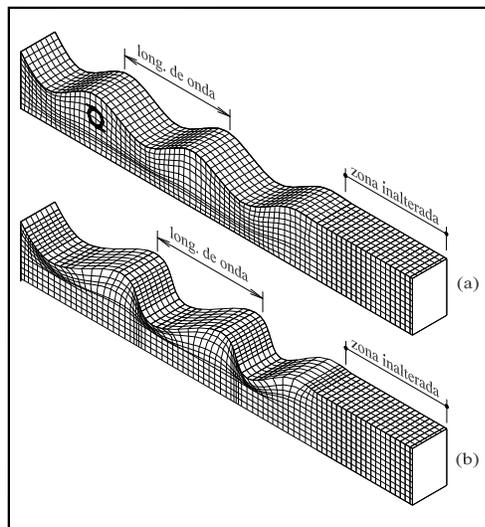
Este grupo se denomina de esta manera debido a que su movimiento se restringe a las cercanías de la superficie terrestre. Las ondas superficiales

pueden subdividirse en dos tipos: las ondas Love (ondas L) y las ondas Rayleigh (ondas R).



**Figura 13:** Tipos de ondas superficiales.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).



**Figura 14:** Deformaciones producidas por las ondas superficiales: (a) onda Rayleigh, (b) onda Love.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

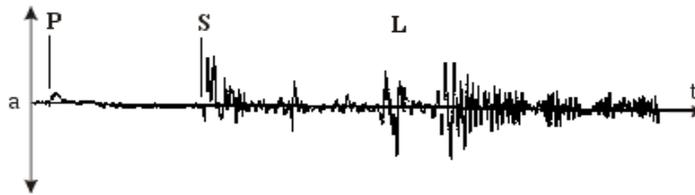
***El Movimiento de las Ondas L***, es similar al de las ondas S que no tienen componente vertical ya que mueven la superficie del suelo de lado a lado sobre un plano horizontal y en sentido perpendicular a la dirección de propagación, como se puede observar en la Figura 13.

***El Movimiento de las Partículas en las Ondas R*** es elíptico y tiene lugar en planos perpendiculares a la superficie libre.

En general, las ondas Love son más veloces que las ondas Rayleigh, pero ambas se propagan a menor velocidad que las ondas de cuerpo. El intervalo de llegada entre las diferentes ondas puede observarse en forma práctica en algunos acelerogramas, este es el caso del acelerograma del terremoto de Kermadec representado en la Figura 15 donde se ha señalado el momento de la llegada de cada tipo de onda. Sin embargo, se tiene evidencia acerca del efecto de la topografía y las condiciones del suelo sobre las ondas sísmicas, es decir que las ondas pueden amplificarse o reducirse a medida que viajan hacia la superficie, dependiendo del medio de propagación.

### **2.2.5 Medidas de los Sismos**

Comúnmente existen dos sistemas para cuantificar el tamaño y la fuerza de un sismo, los cuales son la magnitud y la intensidad. A pesar de ser parámetros ampliamente utilizados y conocidos, desde el punto de vista de la ingeniería sísmica ninguno de ellos es completamente satisfactorio.



**Figura 15:** Terremoto de Kermadec de 11 de Junio de 1957.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### ***Magnitud***

Es una medida cuantitativa de un sismo, independiente del lugar de observación y está relacionada con la cantidad de energía liberada. Se calcula a partir de la amplitud registrada en sismogramas y se expresa en una escala logarítmica en números arábigos y decimales. La escala de magnitudes que más se usa es la de Richter, que tiene 10 grados de medida y se denota por M.

Es importante notar que en la escala de magnitudes no se menciona nada a cerca de la duración y frecuencia del movimiento, parámetros que tienen gran influencia en los efectos destructivos de los sismos. Por esta razón aún no se tiene una aplicación práctica en la ingeniería sísmica a los valores de magnitud y es un parámetro propio de los sismólogos.

### ***Intensidad***

Es una medida subjetiva de los efectos de un sismo, se refiere al grado de destrucción causada por un sismo en un sitio determinado, que generalmente es mayor en el área cercana al epicentro. La escala adoptada más ampliamente es la de Mercalli Modificada y se denota por MM, que tiene

doce grados identificados por los números romanos del I al XII. En la Tabla 1 se da una descripción detallada de esta escala de intensidad.

### ***Relación entre Escala de Intensidad y Medida***

Para llevar a cabo un análisis realista del comportamiento de estructuras sometidas a temblores, el ingeniero debe conocer suficientes características dinámicas del movimiento del suelo, que son obtenidas con la ayuda de acelerómetros, y la falta de éstos como es el caso de Bolivia, supone la carencia de registros de aceleración, fundamentales para el análisis estructural sísmico. Por esta razón y con el afán de deducir valores útiles para diseño, aún a partir de intensidades referidas a escalas subjetivas, se han desarrollado diversos estudios que correlacionan los valores de intensidad en diversas escalas, con las características dinámicas de los sismos como la velocidad y aceleración del suelo, que tienen la ventaja de ser magnitudes instrumentales.

En la Tabla 1 se expone como Medida de Intensidad la Aceleración Máxima del suelo y como Escala de Intensidad la Mercalli Modificada, las cuales han sido correlacionadas. Es necesario señalar que las apreciaciones de las aceleraciones están basadas en la experiencia de quien propuso la correlación, basándose principalmente en observaciones de eventos sísmicos pasados y ensayos de laboratorio que permitieron correlacionar las roturas producidas en diferentes modelos a escala construidos sobre mesas vibrantes con las aceleraciones en ellas aplicadas. De este modo se puede hacer una analogía entre los daños de los modelos construidos a escala con el nivel del daño en las estructuras reales, especificados en grados de intensidad según sea la escala utilizada y relacionarlos con la aceleración correspondiente que los provocó.

**Tabla 1:** Escala de Intensidad Mercalli Modificada.

Medida de Intensidad Acel. Máx. Suelo (% g)	Grado Sísmico	Efectos sobre las personas, objetos y construcciones
0,001 g	I	El sismo lo sienten unas pocas personas en circunstancias excepcionalmente favorables.
0,002 g	II	Lo sienten las personas en reposo, en los pisos superiores o favorablemente situadas.
0,005 g	III	Se siente en el interior de los edificios y especialmente en las plantas superiores; los objetos colgantes se mecen; se puede estimar la duración.
0,015 g	IV	Los carros estacionados se mecen; las ventanas, la vajilla y las puertas vibran; en el rango más alto de IV los muros y marcos de madera crujen.
0,030 g	V	Se siente en el exterior de los edificios; los objetos pequeños e inestables se desplazan o se vuelcan; los relojes de péndulo se detienen.
0,061 g	VI	Lo sienten todas las personas; muchos se asustan y corren al exterior; los enyesados caen, las chimeneas sufren averías; los árboles y arbustos se agitan.
0,132 g	VII	Es difícil estar de pie; oleaje en los estanques; el agua se enturbia con fango; averías ligeras y hasta moderadas en las estructuras normales; averías importantes en los edificio mal construidos.
0,306 g	VIII	Averías ligeras en las construcciones antisísmicas; averías considerables en las construcciones normales; caen as chimeneas y estatuas; fallan columnas; grietas en el terreno húmedo y en las pendientes muy empinadas.
0,637 g	IX	Pánico general; averías de importancia en estructuras antisísmicas; caen las estructuras mal ejecutadas; se rompen las tuberías subterráneas; aparecen grietas en la superficie terrestre.
1,121 g	X	La mayoría de las construcciones antisísmicas son destruidas; grandes deslizamientos de tierra; los rieles se doblan ligeramente.
2,548 g	XI	Las tuberías subterráneas se destruyen completamente; los rieles se doblan mucho; aparecen fallas en la superficie de la tierra.
>3,567 g	XII	Destrucción total; se desplazan grandes masas de rocas; objetos arrojados al aire; se observan las ondas sísmicas en la superficie de la tierra.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

## 2.2.6 Consideraciones Sísmicas

## 2.3 Efectos de los Sismos

Los sismos producen diversos efectos en regiones sísmicamente activas. Ellos pueden ocasionar la pérdida de gran cantidad de vidas humanas, pueden ser los causantes del colapso de muchas estructuras tales como edificios, puentes, presas, etc. Otro efecto destructivo de los sismos es la generación de olas de gran tamaño, comúnmente causada por temblores subterráneos (maremotos). Estas olas son también llamadas Tsunami, las cuales al llegar a la costa pueden causar la destrucción de poblaciones enteras.

La licuefacción de suelos es otro peligro sísmico. Cuando el suelo es sometido al choque de las ondas sísmicas puede perder virtualmente toda su capacidad portante, y se comporta, para tal efecto, como arena movediza. Los edificios que descansan sobre estos materiales han sido literalmente tragados.



**Figura 16:** Licuefacción: El sismo de Niigata, Japón, 16 de Junio de 1964 (M=7.5): Inclinación de edificios de departamentos.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### **2.2.6.2 Respuesta del Sitio a Sismos**

El movimiento del suelo en la base de la fundación de las estructuras durante un sismo causa daño estructural, las fuerzas dinámicas actuantes en la estructura se deben a la inercia de los elementos en vibración. La magnitud de la aceleración pico alcanzada por la vibración del suelo tiene efecto directo sobre las fuerzas dinámicas observadas en la estructura, es así que la respuesta de la estructura excede al movimiento del suelo y la amplificación dinámica depende de la duración y frecuencia de las vibraciones del suelo, de las propiedades del suelo, de la distancia epicentral y de las características dinámicas de la estructura.

El contenido de agua del suelo es un factor importante en la respuesta del sitio, debido a que el sismo produce la licuefacción de suelos no cohesivos saturados; cuando estos suelos están sometidos a vibraciones intensas experimentan un incremento en la presión de poros debido a la redistribución de sus partículas, dando como resultado una reducción en la resistencia al corte del suelo. Esto produce condición rápida en la arena con pérdida de capacidad portante causando asentamiento y colapso de la estructura.

Existen una serie de métodos para prevenir la licuefacción como ser la instalación de drenajes para bajar el nivel freático y remover el agua de los poros, sin embargo el asentamiento causado afectaría a estructuras adyacentes.

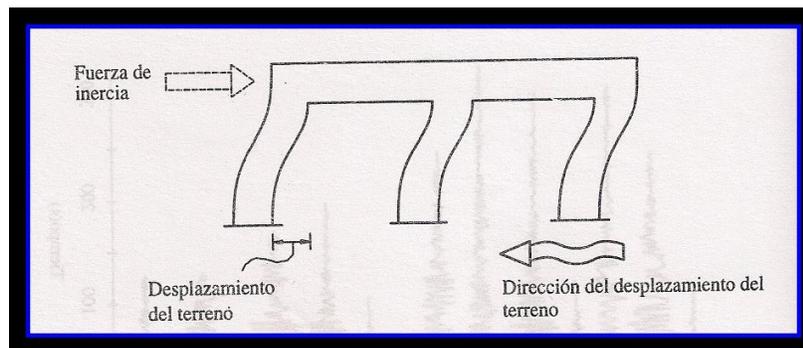
Se puede aplicar técnicas de vibroflotación para conseguir la preconsolidación del suelo, pero esto también afectaría las estructuras adyacentes. A fin de incrementar la resistencia al corte del suelo se recomienda diversas técnicas de mejoramiento del suelo. Alternativamente se puede remover y reemplazar el suelo deteriorado por material seguro; o

finalmente recurrir al empleo de pilotes de fundación, los cuales penetrarían hasta un estrato firme y estable.

### 2.2.6.3 Efectos Sísmicos en los Edificios

#### *Características de la Acción Sísmica*

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre este. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base (figura 17). Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura. Se trata de un problema dinámico cuyo planteamiento dinámico se expone más adelante y que, por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad del sistema constituido por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser objeto de análisis como parte del diseño estructural de las construcciones.



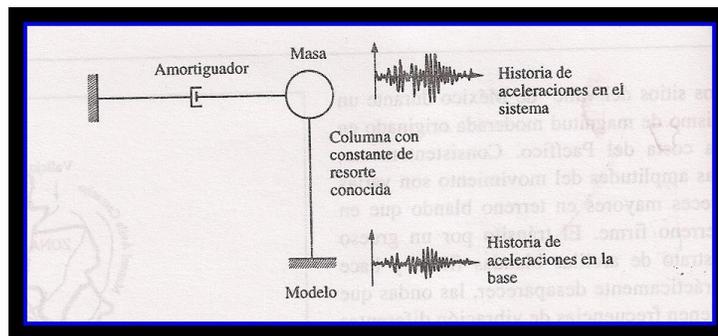
**Figura 17:** Fuerza de inercia generada por la vibración de la estructura.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

El movimiento del suelo consta de movimientos horizontales y verticales. Como ya hemos mencionado, las primeras resultan en general más críticas y son las consideradas en este planteamiento preliminar.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que esta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

Una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura se tiene al estudiar un modelo simple que es un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento (figura 18), este sistema se caracteriza por su periodo natural de vibración que es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la masa y la rigidez.



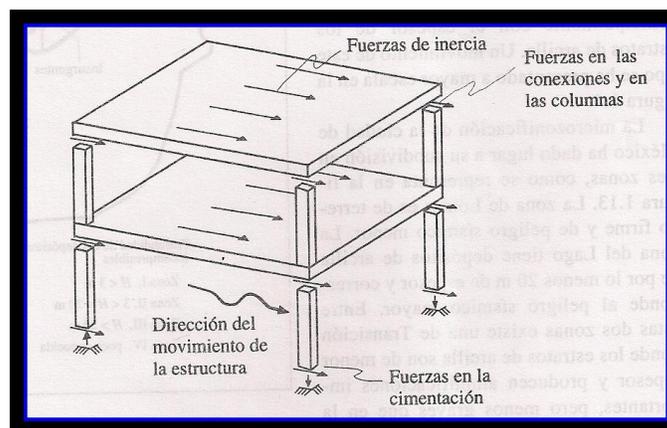
**Figura 18:** Modelo de un sistema de un grado de libertad.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo

dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio en ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras largas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la construcción. La figura 19 muestra esquemáticamente el flujo de fuerzas en una estructura típica. Se observa que pueden resultar críticas las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación.



**Figura 19:** Flujo de fuerzas en la estructura debido a la vibración.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

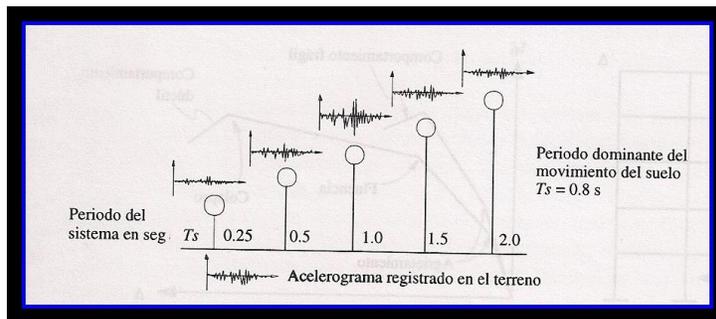
## ***Respuesta de los Edificios a la Acción Sísmica***

Como se ha mencionado en la sección anterior, la intensidad de la vibración inducida en un edificio depende tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación en los métodos de análisis dinámicos de sistemas lineales.

Las características esenciales de la respuesta se llegan a estimar con aceptable precisión al modelar la estructura mediante un sistema de un grado de libertad con periodo igual al fundamental de la estructura. La figura 15 ilustra algunos aspectos del problema. Si se someten varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos a cierta ley de movimientos del terreno, cada uno responde de manera diferente, la amplitud de su respuesta depende esencialmente de la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del periodo del suelo ( $T_E/T_S$ ). Se aprecia en el ejemplo que mientras más cercano a la unidad sea esta relación, mayor es la amplitud de la respuesta.

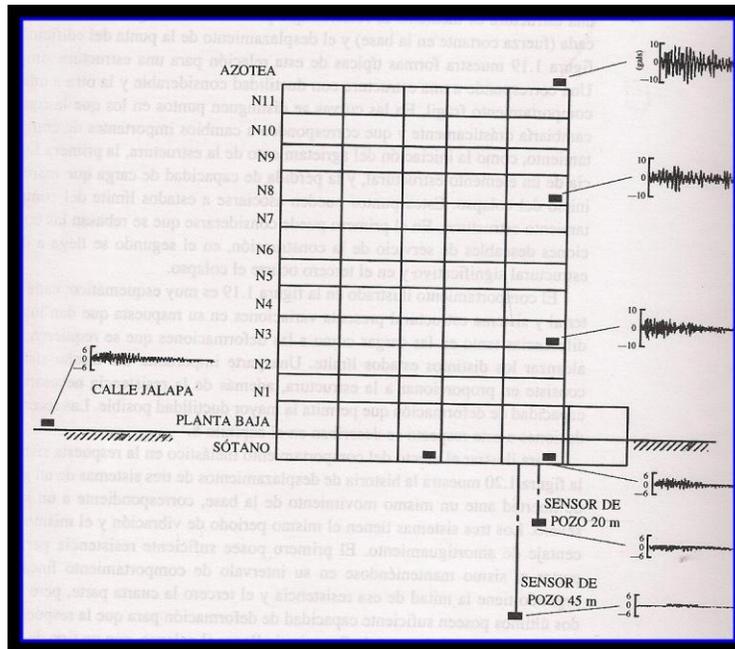
Una estructura real es un sistema más complejo que el de un grado de libertad y su respuesta es más difícil de estimar. La figura 21 muestra las aceleraciones medidas en distintos puntos de un edificio de la ciudad de México sometido a un sismo de intensidad moderada, así como el terreno adyacente en el subsuelo. El conjunto de mediciones permite apreciar como el movimiento es casi imperceptible en los depósitos firmes y profundos y crece en intensidad dentro de los estratos de arcilla (20 metros de profundidad), y más aun en la superficie. El registro obtenido en el sótano del edificio resulta prácticamente igual al medido en el terreno libre, lo que indica que en este caso, la presencia del edificio no altera significativamente el

movimiento del terreno. Los registros obtenidos en el edificio van creciendo en intensidad con la altura, hasta que en la azotea la aceleración máxima es 2,5 veces mayor que la máxima registrada en el sótano. De los comentarios sobre la respuesta de los sistemas de un grado de libertad se desprende que esta amplificación entre la azotea y el sótano dependen principalmente de la relación entre el periodo fundamental del edificio y el periodo dominante del suelo.



**Figura 20:** Amplificación del movimiento del terreno en sistemas con distinto periodo fundamental de vibración.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).



**Figura 21:** Registro de aceleraciones de un edificio de la ciudad de México para un sismo moderado (28 de octubre de 1993).

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El acero, por ejemplo, mantiene su comportamiento lineal hasta niveles muy altos de esfuerzos, correspondientes a la fluencia. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50% de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados.

Una fuente importante de cambio en las propiedades dinámicas de las construcciones es el efecto de elementos no estructurales, o sea, de los recubrimientos y paredes divisorias que para niveles bajos de sollicitación pueden contribuir significativamente a la rigidez, pero que después se agrietan o se separan de la estructura principal.

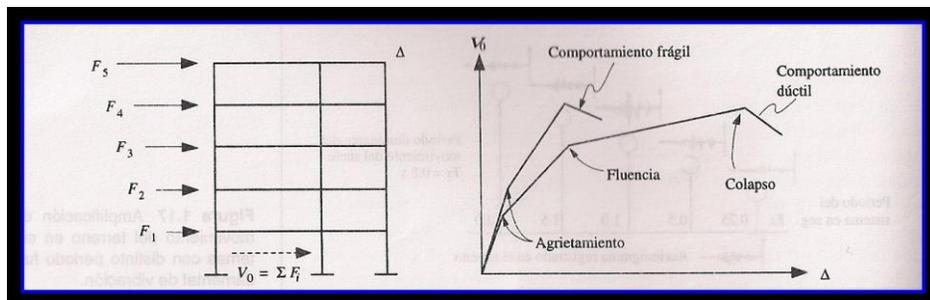
Importa sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la fluencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y por otra parte entran en juego fuentes de amortiguamiento mucho mayores las que se tienen en la etapa de comportamiento lineal. Es costumbre relacionar este comportamiento de la respuesta debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura, a una propiedad llamada ductilidad, la que se refiere a su capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inicio la fluencia.

La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento. El comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente sólo en los elementos no estructurales y después también en la estructura misma. Evidencias del comportamiento no lineal, y del daño, sin agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura.

La descripción más simple que se puede dar del comportamiento no lineal de una estructura es mediante una relación que priva entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la punta del edificio. La figura 22 muestra formas típicas de esta relación para una estructura simple.

Una corresponde a una estructura con ductilidad considerable y la otra a una de comportamiento frágil. En las curvas se distinguen puntos en los que la rigidez cambiaría drásticamente y que corresponde a cambios importantes de comportamiento, como la iniciación del agrietamiento de la estructura, la primera fluencia de un elemento estructural, y la pérdida de capacidad de carga que marca el inicio del colapso. Estos puntos pueden asociarse a estados límites del comportamiento estructural. En el primero puede asociarse puede considerarse que se rebasa las condiciones deseables de servicio de la construcción, en el segundo se llega a daño estructural significativo y en el tercero ocurre el colapso.

El comportamiento ilustrado en la figura 22 muy esquemático; cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones que se requieren para alcanzar los distintos estados límite.



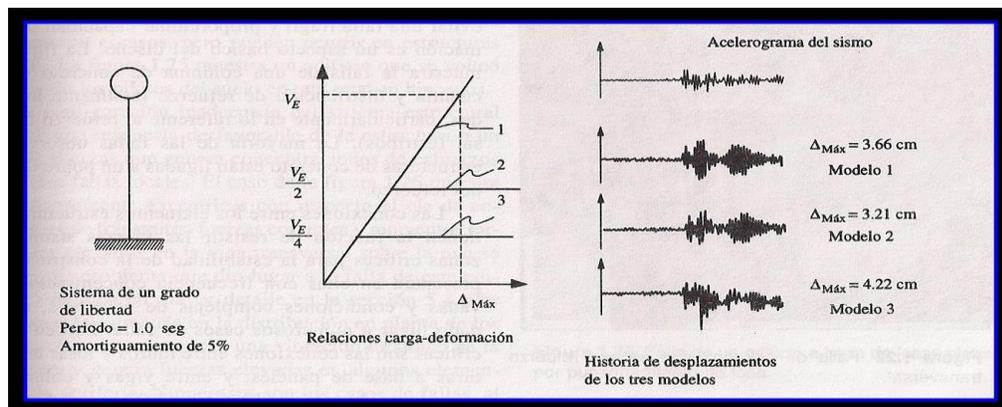
**Figura 22:** Relación carga-deformación de una estructura.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Una parte importante del diseño sísmico consiste en proporcionar a la estructura, además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible.

Para ilustrar el efecto del comportamiento inelástico en la respuesta sísmica, la figura 23 muestra la historia de desplazamientos de tres sistemas de un grado de libertad ante un mismo movimiento de la base, correspondiente a un sismo severo. Los tres sistemas tienen el mismo periodo de vibración y el mismo porcentaje de amortiguamiento. El primero posee suficiente resistencia para soportar el sismo manteniéndose en su intervalo de comportamiento lineal. El segundo tiene la mitad de esa resistencia y el tercero la cuarta parte, pero estos dos últimos poseen suficiente capacidad de deformación para que la respuesta se mantenga dentro de la zona de fluencia sin llegar al colapso, con un tipo de comportamiento que se denomina elastoplástico. Las historias de desplazamientos de la figura 23 resultan parecidas en lo general y, en particular, el desplazamiento máximo de los tres sistemas es muy similar.

Del ejemplo mostrado puede inferirse que es posible dar a una estructura una seguridad adecuada contra el colapso, con una resistencia elevada aunque no se cuente con mucha ductilidad, o con una resistencia mucho menor siempre que se proporcione amplia capacidad de deformación inelástica (ductilidad). De esta segunda manera se aprovecha el amortiguamiento inelástico para disipar una parte sustancial de la energía introducida por el sismo. Los pros y contras de las dos opciones se comentaran más adelante.



**Figura 23:** Respuesta elástica inelástica de sistemas de un grado de libertad.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

### ***Daños Estructurales más Comunes***

El factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual del diseño sismorresistente de edificios, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos. La identificación de las características que han dado lugar a fallas (o por el contrario a buen comportamiento) y el análisis de los tipos de daños y de sus causas han contribuido de forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras.

No se pretende aquí hacer una reseña exhaustiva de los tipos de fallas, sino destacar un pequeño número de aspectos fundamentales, a través de algunos ejemplos ilustrativos relacionados con los tipos más comunes de estructuras para edificios modernos.

Las causas más frecuentes de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros). Como se ilustra esquemáticamente en la

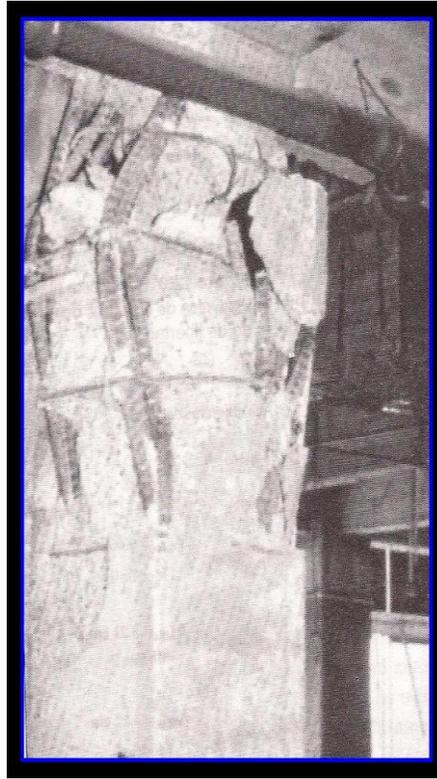
figura 19, el flujo de las fuerzas de inercias desde las partes superiores hacia la cimentación, genera fuerzas cortantes crecientes hacia los pisos inferiores de la estructura. Las cuales deben ser resistidas por los elementos verticales. Un requisito básico para una adecuada resistencia a sismo es la existencia de un área transversal de muros o columnas los suficientes para resistir dichas cortantes. La figura 24 muestra uno de los múltiples casos de colapso de un edificio por falla por cortante en sus columnas.



**Figura 24:** Colapso de un edificio por falla de columnas.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Para un correcto comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante. La capacidad de deformación, o de la ductilidad, es una propiedad que puede salvar un edificio del colapso. El detallado de las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar capacidad de deformación es un aspecto básico del diseño. La figura 25 muestra la falla de una columna de concreto con una cuantía y distribución de refuerzo totalmente inadecuados, particularmente en lo referente al refuerzo transversal (estribos). La mayoría de las fallas observadas en estructuras de concreto están ligadas a un pobre detallado del refuerzo.



**Figura 25:** Falla de columna con escaso refuerzo transversal.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Las conexiones entre los elementos estructurales que tiene la función de resistir las fuerzas sísmicas son zonas críticas para la estabilidad de la construcción. Se presentan en ellas con frecuencia concentraciones elevadas y condiciones complejas de los esfuerzos, que han dado lugar a numerosos casos de fallas. Particularmente críticas son las conexiones entre muros y losas en estructuras a base de paneles y entre vigas y columnas en estructuras de marcos. La figura 26 muestra un ejemplo de falla de una conexión viga-columna de concreto.



**Figura 26:** Falla por escasez de anclaje del refuerzo de la columna en su conexión con el sistema de piso.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Las fallas en las conexiones son generalmente de tipo frágil, por lo que deben protegerse estas zonas con particular cuidado.

Un ejemplo dramático de falla de conexión se tiene en edificios de losas planas (apoyados directamente sobre columnas sin vigas). Por los esfuerzos cortantes elevados en la losa alrededor de la columna puede ocurrir una falla de punzonamiento que deja sin apoyo los sistemas del piso y da lugar a un colapso total de los pisos que dejan parada sólo las columnas, como en la figura 27.



**Figura 27:** Falla de un edificio a base de losas planas por punzonamiento de losas.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

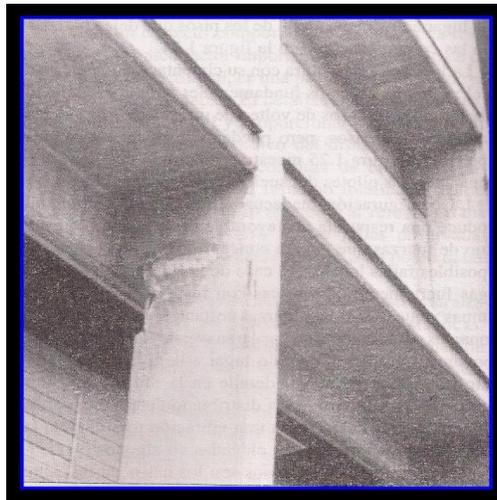
La liga de la estructura con su cimentación y la de esta en el suelo son aspectos fundamentales para la estabilidad del edificio. Los casos de volteo de un edificio por efectos sísmicos son escasos, pero pueden ocurrir en estructuras esbeltas. La figura 28 muestra un edificio que se volteo arrancando los pilotes del suelo en que estaban hincados.



**Figura 28:** Volteo de un edificio por falla de cimentación.

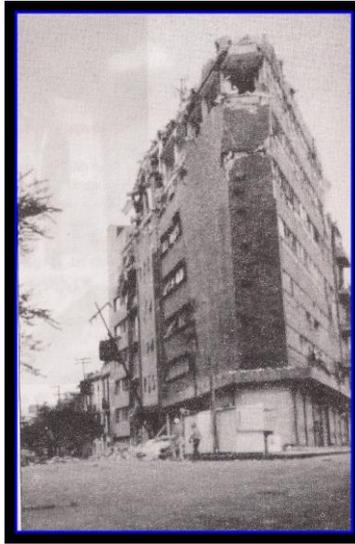
**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

La configuración inadecuada del sistema estructural produce una respuesta desfavorable de la estructura o un flujo de fuerzas que genera concentraciones de esfuerzos y posibles fallas locales. El caso de la figura 29 muestra vigas fuertemente excéntricas con respecto al eje de columnas y que transmiten fuerzas cortantes y momentos torsionantes elevados en la viga transversal sobre la que se apoyan. El problema que dio lugar a la falla de este edificio se explica en mayor detalle en la parte de requisitos específicos de estructuración. Por otra parte, la asimetría en la distribución en planta de los elementos resistentes causa una vibración torsional de la estructura y genera fuerzas elevadas en algunos elementos de la periferia. Numerosos son los casos de fallas, al menos parcialmente imputables a la torsión, como se muestra en la figura 30.



**Figura 29.** Falla de columna por efecto de cortante y torsión producida por excentricidad de la viga longitudinal.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).



**Figura 30:** Daño en edificio por vibración torsional.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

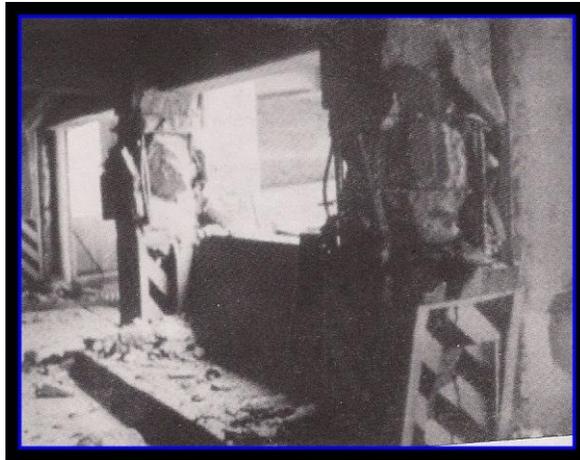
Una situación frecuentemente ignorada, pero que ha dado lugar a daños severos en edificios construidos sobre los suelos blandos, es el golpeo entre edificios adyacentes que vibran de manera diferente y entre los cuales no se ha dejado una separación suficiente. La figura 31 muestra un caso particularmente grave de este tipo de daño.



**Figura 31:** Falla debido a golpeo entre edificios adyacentes.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

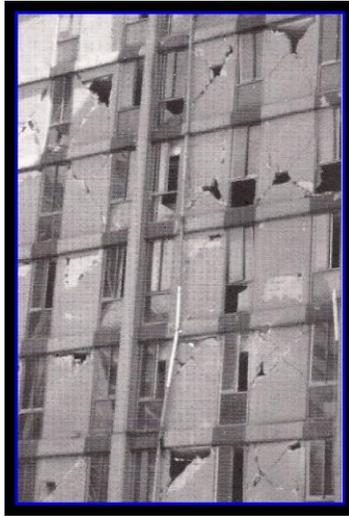
La interacción entre elementos supuestamente no estructurales como los muros divisorios de mampostería y las columnas de marco de concreto producen concentraciones de fuerzas cortantes en los extremos libres de columnas (columnas cortas o cautivas) que tienden a fallar por cortante en forma frágil, como el caso de la figura 32.



**Figura 32:** Falla por cortante en columna corta.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Finalmente, el diseño sísmico no debe limitarse a la protección de la estructuración contra el colapso, sino debe cuidar también que, por lo menos ante sismos moderados, no se presenten daños en los elementos no estructurales como los elementos divisorios o de fachada, los recubrimientos, los equipos e instalaciones. La figura 33 muestra un caso de este tipo de daños que son la causa del mayor número de pérdidas económicas debidas a los sismos, sobre todo en países más desarrollados.



**Figura 33:** Daños en elementos de fachada por movimientos laterales excesivos del edificio.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Más adelante se tratarán de establecer los principios y los procedimientos que se deben seguir en el diseño de los edificios para evitar la ocurrencia de daños como los mostrados en el pequeño grupo aquí presentados.

#### **2.2.6.4 Criterios de Diseño Sísmico**

##### ***Objetivos del Diseño Sísmico***

El diseño de las estructuras para resistir sismos difiere del que se realiza para el efecto de otras acciones. Las razones son diversas. Lo peculiar del problema sísmico no estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismo, sino sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociado a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades en la vida esperada de la estructura es muy pequeña.

Por lo anterior, mientras que en el diseño para otras acciones se pretende que el comportamiento de la estructura permanezca dentro de su intervalo lineal y sin daño, aun para los máximos valores que pueden alcanzar las fuerzas actuantes, en el diseño sísmico se reconoce que no es económicamente viable diseñar las edificaciones en general, para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño.

El problema se plantea en forma rigurosa como uno de optimación, en que debe equilibrarse la inversión que es razonable hacer en la seguridad de la estructura con la probabilidad del daño que puede ocurrir.

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos, por una parte, evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura; y por otra, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

Estos objetivos pueden plantearse de manera más formal en términos de los estados límite siguientes:

- a) *Estado límite de servicio*, para el cual no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.
- b) *Estado límite de integridad estructural*, para el cual se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales.
- c) *Estado límite de supervivencia*, para el cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo

económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico.

- i. Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que pueden presentarse varias veces en la vida de la estructura;
- ii. Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura;
- iii. El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Estas probabilidades pueden manejarse en términos de período de retorno; la tabla 2 muestra un esquema de este planteamiento e incluye períodos de retorno considerados aceptables para cada uno de los tres casos.

Los reglamentos en general, no establecen métodos explícitos para alcanzar estos objetivos, que estrictamente requerirían de análisis para tres niveles de sismos; tratan de cumplirlos de manera indirecta mediante un conjunto de requisitos que supuestamente lleven a ello.

**Tabla 2:** Estados límite para diseño sísmico.

<b>Estado límite</b>	<b>Intensidad sísmica</b>	<b>Periodo de retorno, años</b>
Servicio	Moderada	20-30
Integridad estructural	Severa	50-100
Supervivencia	Extraordinaria	500-1000

**Fuente:**

### ***Aspectos Principales del Diseño Sísmico***

Los objetivos antes expuestos no se logran simplemente diseñando la estructura para que sea capaz de resistir un conjunto de fuerzas laterales, aunque esto es parte esencial del proceso. Debe darse a la estructura la habilidad de disipar de la manera más eficiente la energía introducida por el movimiento del terreno. En caso de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos, en términos muy simplistas, implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarles características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, lo que se logra proporcionándole ductilidad.

A grandes rasgos el diseño sísmico de una estructura implica las siguientes etapas:

- a) *La selección de un sistema estructural adecuado.* El sistema estructural debe ser capaz de absorber y disipar la energía introducida por el sismo sin que se generen efectos particularmente desfavorables, como concentraciones o amplificaciones dinámicas. De la idoneidad del sistema adoptado depende en gran parte el éxito del diseño.
- b) *El análisis sísmico.* Los reglamentos definen las acciones sísmicas para las cuales debe calcularse la respuesta de la estructura y proporcionan métodos de análisis de distinto grado de refinamiento. La atención debe prestarse más a la determinación del modelo analítico más representativo de la estructura real, que al refinamiento del análisis para el cual se encuentra actualmente con programas de computadora poderosos y fáciles de usar, que simplifican notablemente el problema.
- c) *El dimensionamiento de las secciones.* Los métodos de dimensionamiento de las secciones y elementos estructurales no difieren sustancialmente de los que se especifican para otros tipos de acciones, excepto para los métodos de diseño por capacidad.
- d) *Detallado de la estructura.* Para que las estructuras tengan un comportamiento dúctil es necesario detallar sus elementos y conexiones para proporcionarles gran capacidad de deformación ante el colapso. Los requisitos al respecto son particularmente severos en estructuras de concreto, en las que conducen a modificaciones sustanciales en las cuantías y distribuciones de refuerzo, con respecto a la práctica convencional en zonas sísmicas.

## 2.2.7 Conceptos Generales en el Análisis Dinámico

### 2.2.7.1 Estructura Simple

Una estructura simple es aquella que se puede idealizar como un sistema que está constituido por una masa concentrada en la parte superior soportada por un elemento estructural de rigidez  $k$  en la dirección considerada. Este concepto es ilustrado por la Figura 34 en la cual se muestra un ejemplo de estructura simple.



**Figura 34:** Torre de Telecomunicación, Frankfurt (estructura simple).

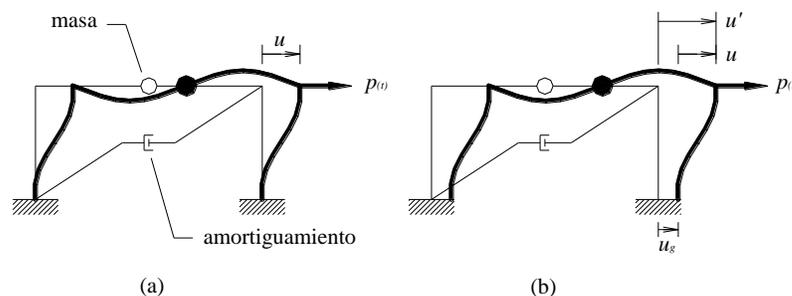
**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

Es importante el entender la vibración de este tipo de estructuras, las cuales están sometidas a fuerzas laterales en el tope o a movimientos horizontales del suelo debidos a sismos, para así facilitar la comprensión de la teoría dinámica.

### 2.2.7.2 Grados de Libertad

El grado de libertad es definido como el número de desplazamientos independientes requerido para definir las posiciones desplazadas de todas las masas relativas a sus posiciones originales.

Por ejemplo si se considera despreciable la deformación axial de la columna en la estructura simple de la Figura 34 entonces el sistema es de un grado de libertad (el desplazamiento horizontal del tanque). Ahora considerar el pórtico de la Figura 35 el cual está restringido a moverse sólo en la dirección de la excitación; para el análisis estático de esta estructura el problema tiene que ser planteado con tres grados de libertad (3DOF: lateral y dos rotaciones) al determinar la rigidez lateral del pórtico. Sin embargo la estructura tiene 1DOF (desplazamiento lateral) para el análisis dinámico si ésta es idealizada con una masa concentrada en el nivel superior, a este tipo de estructuras en adelante se las designará como estructuras de simple grado de libertad (SDF).

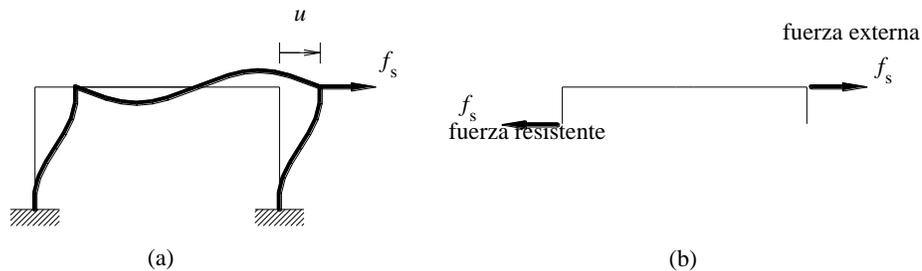


**Figura 35:** Sistema SDF: (a) fuerza aplicada  $p(t)$  (b) movimiento del suelo inducido por sismo.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

Cada miembro del sistema (viga, columna, muro, etc.) contribuye con las propiedades de la estructura: inercia (masa), elasticidad (rigidez o flexibilidad) y energía de disipación (amortiguamiento). Estas propiedades

serán consideradas por separado como componentes de masa, rigidez y amortiguamiento respectivamente.



**Figura 36:** Sistema Linealmente Elástico.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### 2.2.7.3 Sistema Linealmente Elástico

Para comprender el concepto de estructura linealmente elástica es necesario entender la relación existente entre la fuerza y el desplazamiento, para lo cual considerar el sistema mostrado en la Figura 36; el sistema está sujeto a una fuerza estática  $f_s$ , la cual es equilibrada por una fuerza inercial resistente al desplazamiento  $u$  que es igual y opuesta a  $f_s$ . Existe una relación entre la fuerza  $f_s$  y el desplazamiento relativo  $u$  asociado con la deformación de la estructura que es de carácter lineal para pequeñas deformaciones y no lineal para grandes deformaciones.

Para un sistema linealmente elástico la relación entre la fuerza lateral  $f_s$  y la deformación resultante  $u$  es:

$$f_s = k \cdot u \quad (1)$$

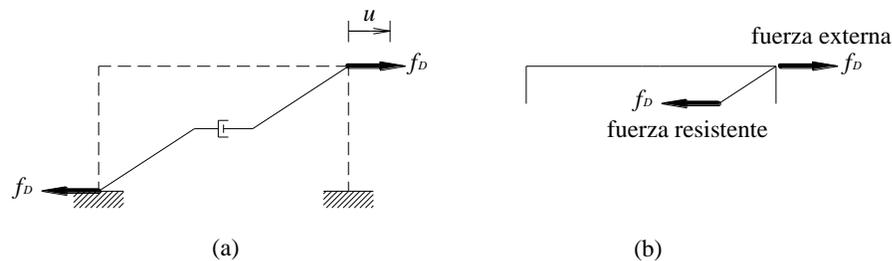
Donde  $k$  es la rigidez lateral del sistema y su unidad es [fuerza/longitud].

## **Amortiguamiento**

El amortiguamiento es el proceso por el cual la vibración libre disminuye en amplitud; en este proceso la energía del sistema en vibración es disipada por varios mecanismos los cuales pueden estar presentes simultáneamente.

### **Mecanismos de Disipación**

En sistemas simples como el de la Figura 37, la mayor parte de la disipación de la energía proviene de efectos térmicos causados por repetidos esfuerzos elásticos del material y de la fricción interna cuando el sólido es



deformado.

**Figura 37:** Fuerza de Amortiguamiento.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

En las estructuras actuales existen mecanismos adicionales que contribuyen a la disipación de la energía; algunos de éstos son: las uniones de acero, el abrirse y cerrarse de las micro - fisuras del concreto, la fricción entre la “estructura misma” y los elementos no estructurales como son los muros de partición.

## **Fuerza de Amortiguamiento**

En las estructuras actuales el amortiguamiento es representado de forma idealizada; para efectos prácticos el amortiguamiento actual en estructuras SDF puede ser idealizado satisfactoriamente por un amortiguamiento lineal viscoso.

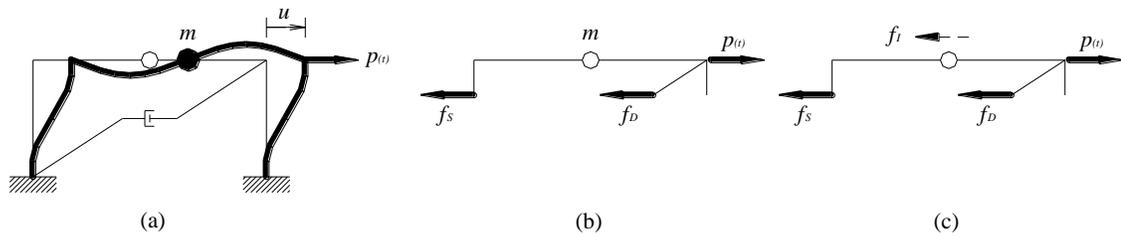
La Figura 37 muestra un sistema amortiguado sujeto a una fuerza  $f_D$  aplicada en la dirección del desplazamiento, la cual es equilibrada por la fuerza interna en el amortiguamiento que es igual y opuesta a la fuerza externa  $f_D$ . La fuerza de amortiguamiento  $f_D$  está relacionada con la velocidad  $\dot{u}$  a través del coeficiente de amortiguamiento  $c$  mediante:

$$f_D = c \cdot \dot{u} \quad (2)$$

A diferencia de la rigidez, el coeficiente de amortiguamiento no puede ser calculado a partir de las dimensiones de la estructura y del tamaño de los elementos estructurales, debido a que no es factible el identificar todos los mecanismos disipadores de energía vibracional en las estructuras actuales.

### **2.2.7.4 Ecuación de Movimiento**

La Figura 38 ilustra el modelo matemático de un sistema SDF sujeto a la acción de una fuerza dinámica  $p(t)$  aplicada en la dirección del desplazamiento  $u(t)$  las cuales varían con el tiempo. La ecuación diferencial que gobierna el desplazamiento  $u(t)$  puede ser derivada utilizando dos métodos: la 2ª ley de Newton y el principio de equilibrio dinámico.



**Figura 38:** Sistema SDF, ecuación de movimiento.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### **Segunda Ley de Newton**

Todas las fuerzas que actúan en la masa son mostradas en la Figura 38 (b). La fuerza externa es considerada positiva en la dirección del eje de desplazamiento  $u(t)$ , la velocidad  $\dot{u}(t)$  y la aceleración  $\ddot{u}(t)$  son también consideradas positivas en esa dirección. La fuerza elástica y de amortiguamiento actúan en dirección opuesta debido a que son fuerzas internas que resisten la deformación y la velocidad respectivamente.

La fuerza resultante a lo largo del eje de desplazamiento es  $p(t) - f_s - f_D$ ; aplicando la segunda ley de Newton se tiene:

$$\begin{aligned} p(t) - f_s - f_D &= m \cdot \ddot{u} \\ m \cdot \ddot{u} + f_s + f_D &= p(t) \end{aligned} \quad (3)$$

Reemplazando las ecuaciones 1 y 2 en la ecuación 3 se tiene:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t) \quad (4)$$

La ecuación 4 es la que gobierna la deformación  $u(t)$  de la estructura idealizada en la Figura 5 considerando que la elasticidad es lineal.

## ***Equilibrio Dinámico***

El principio de equilibrio dinámico de D'Alembert está basado en el sistema de equilibrio de fuerzas. Es considerada una fuerza de inercia ficticia que es igual al producto de la masa por la aceleración y actúa en dirección opuesta a la aceleración; este estado, incluida la fuerza de inercia, es un sistema equilibrado en todo instante. Es así que el diagrama de cuerpo libre (DCL) de la masa en movimiento puede ser dibujado para poder utilizar los principios de estática y desarrollar la ecuación de movimiento.

El DCL en el tiempo  $t$  es representado en la Figura 38(c) con la masa reemplazada por la fuerza de inercia que es dibujada con trazo punteado para ser distinguida como fuerza ficticia de las fuerzas reales. Estableciendo la suma de todas las fuerzas igual a cero se tiene como resultado la ecuación 3.

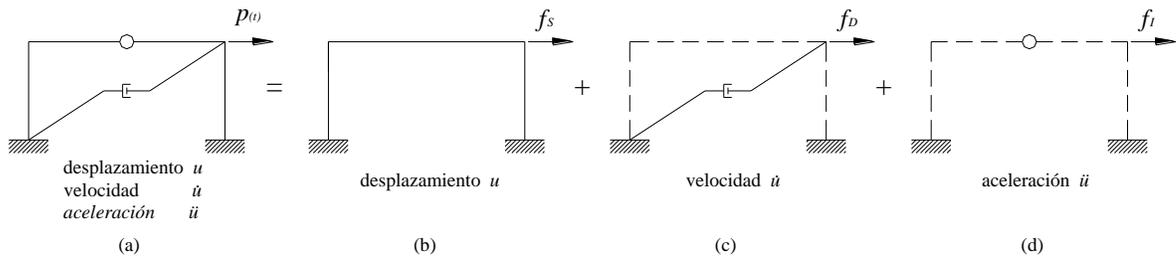
## ***Componentes de Masa, Amortiguamiento y Rigidez***

La ecuación que gobierna el movimiento para el sistema SDF puede ser formulada desde un punto de vista alternativo:

Bajo la acción de la fuerza externa  $p(t)$  el estado del sistema está descrito por  $u(t)$ ,  $\dot{u}(t)$  y  $\ddot{u}(t)$  como se muestra en la Figura 39(a). Visualizar el sistema como la combinación de los tres componentes: (1) rigidez, (2) amortiguamiento y (3) masa. La fuerza externa  $f_S$  en el componente de rigidez está relacionada con el desplazamiento por la ecuación 1 si el sistema es linealmente elástico. La fuerza  $f_D$  está relacionada con la velocidad por la ecuación 2; y la fuerza externa  $f_L$  en el componente de masa está relacionada con la aceleración por  $f_L = m \cdot \ddot{u}$ . La fuerza externa  $p(t)$  aplicada al sistema completo puede por tanto ser visualizada como una cantidad distribuida en los tres componentes de la estructura, y entonces:

$$f_S + f_D + f_L = p(t)$$

La cual es similar a la ecuación 3.

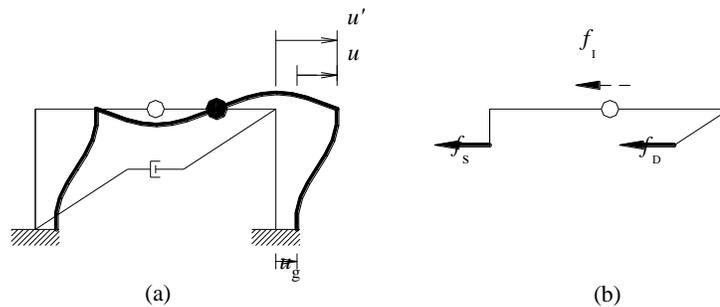


**Figura 39:** (a) Sistema (b) Componente de rigidez (c) Componente de amortiguamiento (d) Componente de masa.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### 2.2.7.5 Ecuación de Movimiento: Excitación Sísmica

El problema que concierne al ingeniero estructurista es el comportamiento de la estructura que está sujeta a movimiento sísmico en su base, es debido a ello que a continuación se explica la ecuación de movimiento que gobierna este fenómeno.



**Figura 40:** Excitación sísmica.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

En la Figura 40 el desplazamiento del suelo ( $u_g$ ), el desplazamiento total de la masa ( $u'$ ) y el desplazamiento relativo entre la masa y el suelo ( $u$ ) están relacionadas por la expresión:

$$u'_{(t)} = u_{(t)} + u_{g(t)} \quad (5)$$

Se obtiene la ecuación de equilibrio dinámico del diagrama de cuerpo libre de la Figura 40 (b):

$$f_I + f_D + f_S = 0 \quad (6)$$

La fuerza elástica y de amortiguamiento son producidas por el movimiento relativo,  $u$ , entre la masa y la base, es así que para el sistema lineal continúan siendo válidas las ecuaciones 1 y 2; entre tanto la fuerza de inercia  $f_I$  es relacionada a la aceleración de la masa,  $\ddot{u}'$ , por:

$$f_I = m \cdot \ddot{u}' \quad (7)$$

Sustituyendo las ecuaciones 1, 2 y 7 en la ecuación 6 se tiene:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_{g(t)} \quad (8)$$

La ecuación 8 es la que gobierna el desplazamiento relativo,  $u_{(t)}$ , del sistema lineal de la Figura 35 sujeto a la aceleración del suelo,  $\ddot{u}_{g(t)}$ .

Comparando las ecuaciones 4 y 8 se observa que la ecuación de movimiento para el mismo sistema sujeto a dos excitaciones por separado ( $\ddot{u}_g$  y  $p_{(t)}$ ) es una y la misma. De este modo el desplazamiento relativo debido a la aceleración del suelo,  $\ddot{u}_{g(t)}$ , será idéntico al desplazamiento de la estructura con base estacionaria sometida a la acción de una fuerza externa igual a  $-m \cdot \ddot{u}_g$ . Por lo tanto el movimiento del suelo puede ser reemplazado por una fuerza sísmica efectiva.

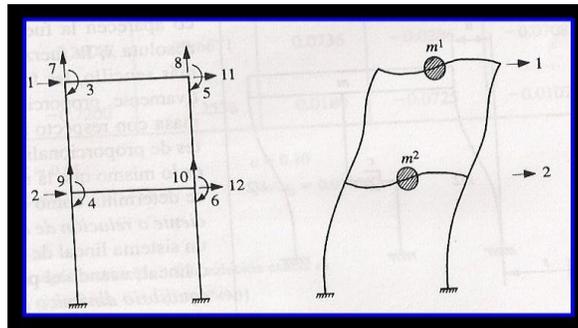
$$P_{eff(t)} = -m \cdot \ddot{u}_{g(t)} \quad (9)$$

Es importante reconocer que esta fuerza actúa en sentido opuesto a la aceleración y sobre todo que es proporcional a la masa de la estructura.

#### **2.2.7.6 Dinámica Estructural**

El método de análisis dinámico con tres grados de libertad por nivel, tiene por objeto evaluar la respuesta dinámica y constituye una alternativa de uso general para el análisis de todas las estructuras tipificadas en estas Normas, excepto para aquellas que tienen diafragmas flexibles. Su empleo es obligatorio en las edificaciones que disponen de diafragma rígido cuando no es válido el método de la torsión estática equivalente. En este método se consideran como coordenadas de respuesta modal los desplazamientos horizontales y la rotación de cada nivel. Los valores de respuesta sísmica deberán calcularse para los casos de sismos en direcciones X e Y, actuando independientemente.

Desde el punto de vista dinámico, interesan los grados de libertad en los que se generan fuerzas generalizadas de inercia significativas; es decir, fuerzas iguales a masa por aceleración o momentos de inercia por aceleración angular. Por ejemplo, en la figura 41 se muestra un marco que, tiene 12 grados de libertad estáticos. Sin embargo, si las fuerzas de inercia importantes son solamente las que generan masas  $m_1$  y  $m_2$  al moverse lateralmente y las deformaciones de los pisos en su plano son despreciables, tenemos un sistema de dos grados de libertad dinámicos, que son precisamente los desplazamientos laterales 1 y 2 en la figura aludida. Es pertinente observar que esto no implica que en los restantes giros y desplazamientos se anulen, sino que, aunque asuman valores distintos de cero, no generan fuerzas de inercia de consideración.



**Figura 41:** Grados de libertad estáticos y dinámicos.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

El análisis dinámico de estructuras requiere mayor cantidad de datos que el análisis ante cargas estáticas por lo cual aumentan las incertidumbres y las posibles fuentes de error, sin que sea siempre obvio que las suposiciones son conservadoras. Por ejemplo, el uso de un valor reducido del módulo de elasticidad o de pesos algo mayores, no siempre conducen a una mejor respuesta dinámica, ya que ambos cambios afectan los períodos de vibrar de la estructura y se tiene que revisar el espectro de diseño para determinar si la respuesta sísmica aumenta o no. Conviene en general usar la mejor estimación posible sobre las propiedades inerciales y de rigideces del edificio, en el entendido de que los espectros de diseño sísmico ya han sido modificados (ensanchados) para tener en cuenta incertidumbres en los periodos de vibración que resulten de la variabilidad de tales propiedades y de inexactitudes en los métodos de análisis.

La posibilidad de encontrar dificultades numéricas es mayor en análisis dinámico que en el estático porque el numero y complejidad de operaciones a efectuar es apreciablemente mayor. Por ello, la solución numérica de problemas dinámicos ha sido materia de investigación en años recientes, habiéndose desarrollado métodos bastante especializados como los que

describe Weaver y Johnson (1987), Humar (1990) y Clough y Penzien (1993). Una contribución reciente para hacer más eficiente y preciso el análisis modal es uno de los llamados vectores de Ritz, los cuales se derivan de manera que satisfacen las propiedades de ortogonalidad con respecto a las matrices de masas y de rigideces, sin ser necesariamente modos de vibrar. Wilson (1982) ha propuesto un procedimiento para calcular vectores de Ritz teniendo en cuenta la distribución espacial de las cargas dinámicas de manera que se logran resultados más precisos que si se usan el número de vectores modales convencionales. En todo caso, el resultado individual más importante del análisis modal es el periodo fundamental de vibración.

Hemos visto que los efectos  $P-\Delta$  pueden incorporarse en programas para el análisis dinámico introduciendo la matriz de rigideces geométricas en las ecuaciones diferenciales de movimiento. El impacto en la respuesta sísmica es generalmente de menor cuantía para estructuras elásticas de edificios normales, reflejando más que nada los efectos de un menor incremento del periodo fundamental de vibración (Bernal, 1985). Sin embargo cuando se consideran los comportamientos inelásticos, los efectos  $P-\Delta$  pueden dar lugar a inestabilidad dinámica que se manifiesta como un incremento abrupto de la respuesta sísmica para valores relativamente bajos de la resistencia de fluencia. Por lo común los edificios son suficientemente robustos y resistentes para prevenir este tipo de inestabilidad diseñando edificios que tengan factores de seguridad holgados contra este tipo de fallas.

#### **2.2.7.8 Parámetros que Definen la Respuesta a Sismos**

La respuesta sísmica de una estructura depende tanto de las características de la excitación como de las propiedades dinámicas de la estructura misma. Interesa destacar lo anterior ya que es importante que el sistema estructural adoptado tenga características tales que conduzcan a la respuesta sísmica más favorable. Cuando se selecciona el material y el

sistema estructural que resisten las cargas laterales y se determina el tipo de cimentación, se imponen desde ese momento a la construcción, características que influyen en manera preponderante en su respuesta sísmica.

Comentaremos en lo que sigue las principales propiedades dinámicas de la estructura que influyen en su respuesta a sismos.

### ***Periodo Natural de Vibración***

La determinación del periodo de la estructura es resultado del análisis dinámico de la misma. Existen formas aproximadas sencillas para estimar el periodo de vibración. Algunas de ellas lo expresan únicamente como función del número de pisos o de la altura del edificio y deben tomarse solo como medios para estimar el orden de magnitud del periodo para fines de detectar errores gruesos en cálculos más refinados. La más popular es la que se estima el periodo en segundos, como una decima parte del número de pisos del edificio:

$$T = 0.1n \quad (10)$$

El coeficiente que la fórmula toma como 0.1, puede variar en un intervalo muy grande. Se han medido en edificios reales sujetos a vibraciones de poca amplitud, periodos que corresponden a un coeficiente que va desde 0.05 para estructuras rígidas con abundancia de muros de concreto o contravientos, hasta 0.20 para estructuras muy flexibles. Esta fórmula aproximada, y las siguientes, están pensadas para estructuras sobre suelo firme. Para terreno blando las deformaciones relativas entre la estructura y el suelo suministran significativamente el periodo fundamental.

Formulas poco más refinadas toman en cuenta el tipo de sistema estructural y hacen depender el periodo de la altura del edificio, H en metros. Entre las más usadas están las siguientes (NHRP, 1988):

$$T = \alpha H^{3/4} \quad (11)$$

El coeficiente  $\alpha$  toma los siguientes valores:

- 0.085 para edificios a base de marcos de acero;
- 0.075 para edificios a base de marcos de concreto;
- 0.05 para edificios con muros de rigidez o contravientos.

### ***Espectros de Diseño***

Los espectros de temblores reales, como la figura 33 tienen forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del período natural. Por tanto, es posible que dos estructuras que tengan casi las mismas características dinámicas, respondan de manera bastante distinta a un sismo dado. En la práctica este hecho tiene menos importancia de la que parece a primera vista, gracias a la influencia del amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros, a que no se conoce con certeza el periodo natural por las incertidumbres que existen en el cálculo de masas y rigideces, y a que las incursiones de la estructura en el intervalo inelástico, así como la interacción suelo-estructura, modifican el periodo fundamental de vibración.

Por lo expuesto, para fines de diseño, los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles.

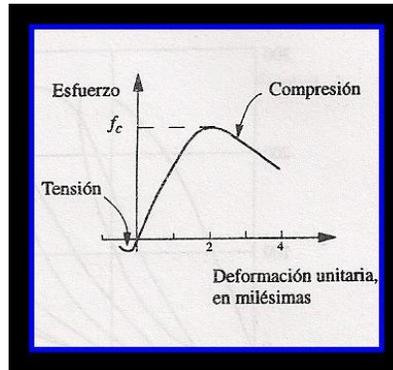
## 2.2.8 Características de los Materiales

### *Propiedades Relevantes*

La respuesta sísmica de una estructura es influida en forma determinante por las características del material que lo compone. Entre estas características las principales son: el peso volumétrico del material (éste define la masa de la estructura y por tanto influye en las fuerzas de inercia que se generan y en los periodos de vibración); el modulo de elasticidad del material, que es determinante en la rigidez lateral de la estructura y en su periodo; la forma de la curva esfuerzo-deformación del material es importante más allá del solo modulo de elasticidad; la ductilidad del comportamiento y la forma de los lazos de histéresis definen el amortiguamiento inelástico con el que puede contarse.

### **Concreto**

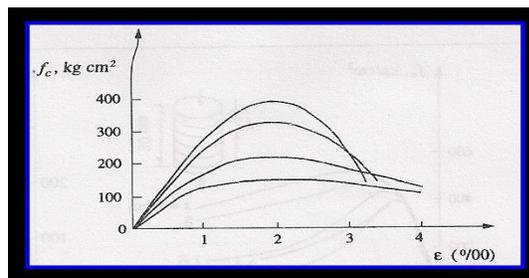
La forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto simple es bien conocida y se ilustra en la figura 42. Se observa que el comportamiento es frágil, tanto en compresión como en tensión y que la resistencia en tensión es muy limitada (del orden de 10 por ciento de la resistencia de compresión). El modulo de elasticidad inicial depende de la calidad de los agregados, el peso volumétrico del concreto y de la velocidad con la que se aplica la carga. El tramo de comportamiento lineal es reducido, ya que para esfuerzos de compresión mayores del 40 por ciento del máximo resistente  $f'_c$ , ocurre un micro-agrietamiento que reduce que reduce la rigidez del material. El esfuerzo máximo en compresión se alcanza para deformaciones unitarias cercanas a 0.002 y la falla por aplastamiento para deformaciones entre 0.003 y 0.004.



**Figura 42:** Relación esfuerzo-deformación típica del concreto simple.

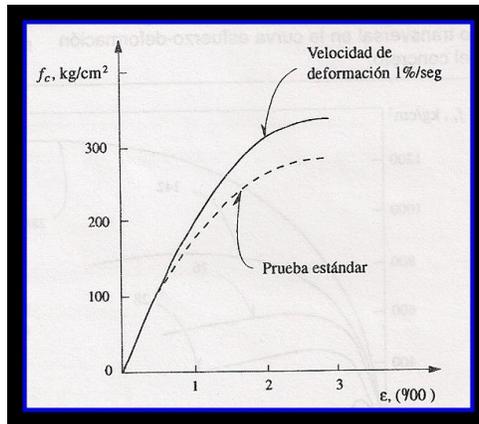
**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

La curva esfuerzo-deformación se vuelve más frágil para concretos de mayor resistencia (figura 43). Cuando la sollicitación se aplica muy rápidamente, como en el caso de un sismo, la curva esfuerzo-deformación muestra incrementos en el módulo de elasticidad y en la resistencia que son del orden de 15 por ciento, como se parecía en la figura 44. Estos incrementos suelen ignorarse en el diseño sísmico por ser poco significativos y por depender de la frecuencia de vibración de la estructura.



**Figura 43:** Relación esfuerzo-deformación de concreto de diferentes resistencias.

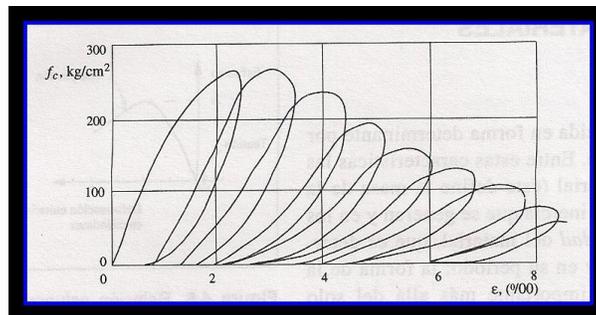
**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).



**Figura 44:** Relación esfuerzo-deformación del concreto para distintas velocidades de aplicación.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Las repeticiones de esfuerzos de compresión no causan modificaciones significativa en la curva esfuerzo-deformación cuando el esfuerzo máximo excede de  $0.7 f'_c$ . Para esfuerzos mayores de  $0.85 f'_c$  las repeticiones de ciclos de carga deterioran rápidamente la resistencia y la rigidez como se aprecia en la figura 45.



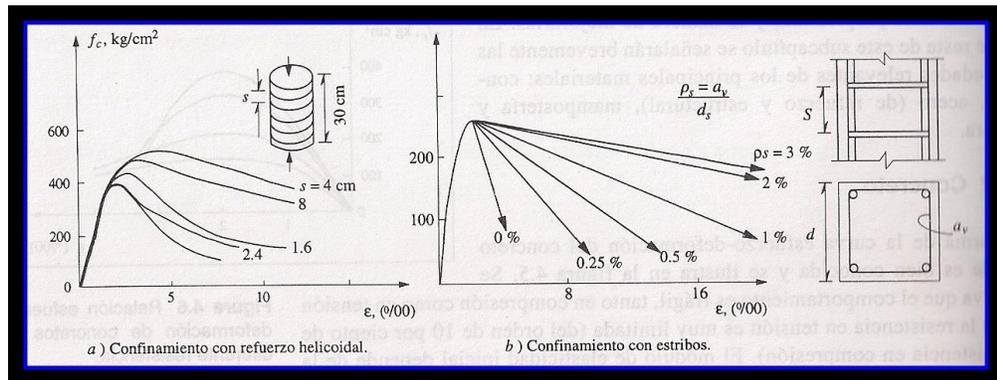
**Figura 45:** Degradación del concreto ante cargas repetidas con alto nivel de esfuerzos.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

En las estructuras de concreto reforzado se puede reducir o eliminar el comportamiento frágil propio del concreto simple, si se mantienen bajos los

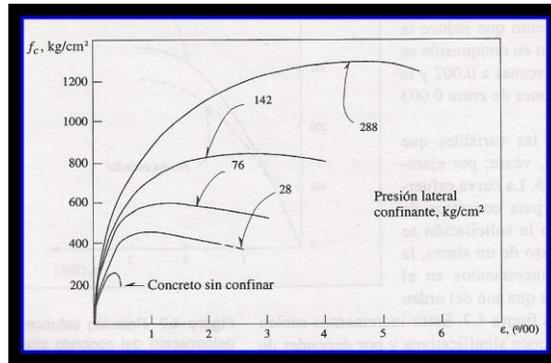
esfuerzos de compresión en el concreto y si diseñan y refuerzan los elementos estructurales de manera que su capacidad está regida por la resistencia del acero de refuerzo.

Otra forma muy efectiva de proporcionar ductilidad al concreto es mediante confinamiento. La aplicación de esfuerzos transversales de compresión no sólo aumenta sustancialmente la resistencia de compresión axial del concreto, sino que incrementa hasta en varios órdenes de magnitud la capacidad de deformación (figura 46). Un estado similar de confinamiento se puede lograr en los elementos de concreto mediante un refuerzo transversal a base de zunchos o mediante combinaciones de refuerzo longitudinal y transversal (figura 47).



**Figura 46:** Efecto del confinamiento por efecto transversal en la curva esfuerzo-deformación del concreto.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).



**Figura 47:** Efecto de la presión transversal en la relación esfuerzo-deformación del concreto.

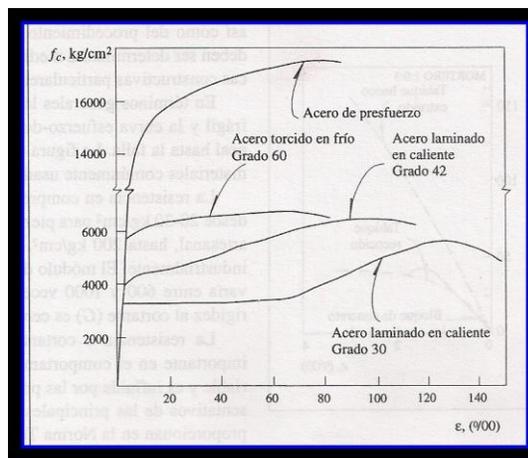
**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

## Acero

Tanto el acero de refuerzo como el estructural tienen curvas esfuerzo-deformación caracterizadas por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . El esfuerzo de fluencia (real o aparente,  $f_y$ ) y la capacidad de deformación dependen de la composición química del acero y del tratamiento a qué este haya sido sometido. El refuerzo de fluencia aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por un tratamiento de estirado o de torcido aplicables en frío. En ambos casos dicho aumento va acompañado por una disminución de la capacidad de deformación (deformación unitaria de ruptura  $\epsilon_U$ ), así como de la relación entre el esfuerzo máximo y de fluencia ( $f_u/f_y$ ). La meseta de fluencia, en deformaciones crecientes, se pierde a medida que aumenta el contenido carbono y si se trabaja en frío (estirado o torcido).

La figura 48 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación para aceros de distintos grados. Obsérvese que los factores de ductilidad (deformación de ruptura entre deformación de fluencia) son siempre grandes y exceden de diez, aun para acero menos dúctiles. La deformación de ruptura llega a ser del orden de 20 por ciento para los aceros más dúctiles. Para velocidades

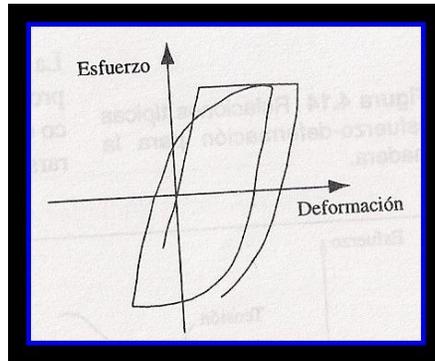
altas de cargas, como las que ocurren en el sismo, el esfuerzo de fluencia aumenta del orden de 5 por ciento, mientras que el módulo de elasticidad y la deformación última no se modifican significativamente. Por ello la curva obtenida para cargas estáticas se adopta sin modificaciones para el efecto de análisis sísmicos. La curva esfuerzo-deformación es prácticamente la misma en tensión y en compresión, si se impide el pandeo del espécimen.



**Figura 48:** Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Bajo la aplicación de cargas alternadas que exceden a la fluencia, se reduce la zona en la que los esfuerzos son proporcionales a la deformación y la curva se vuelve más redondeada (efecto Bauschinger); sin embargo, los ciclos son muy estables, con lazos de histéresis muy amplios y sin evidencia de deterioro, por lo que la capacidad de disipación de energía es muy elevada y el comportamiento se puede idealizar como elastoplástico sin deterioro (figura 49).



**Figura 49:** Lazos de histéresis para el acero estructural y de refuerzo.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

## 2.2.9 Comportamiento de los Principales Elementos Estructurales

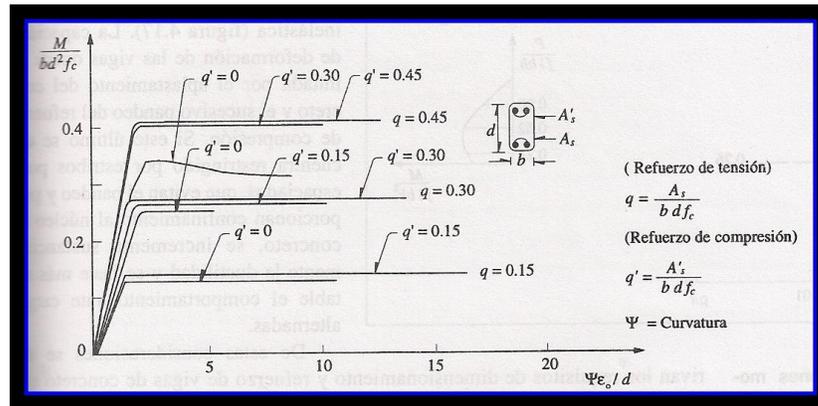
### *Vigas y Columnas de Concreto Reforzado*

El comportamiento de elementos sujetos a flexión, simple o combinada con otras fuerzas internas, puede estudiarse con las relaciones de momento-rotación obtenidas del ensayo de especímenes representativos o mediante el cálculo analítico de las relaciones momento-curvatura de las secciones, a partir de las hipótesis básicas de resistencia de materiales (secciones planas, compatibilidad de deformaciones, curvas esfuerzo-deformación deducidas de ensayos de especímenes estándar).

La curva de la figura 50 muestran, en forma adimensional, las relaciones momento-curvatura de secciones rectangulares de concreto reforzado sujetas a flexión pura, y la variación de estas curvas con las cuantías de acero de tensión  $A_s/bd$ , y de compresión  $A'_s/bd$ . Se aprecian que si se usan cuantías de tensión bajas (sensiblemente inferiores a las correspondientes a la de falla balanceada), estos es si las secciones son sub-reforzadas, se obtienen ductilidades muy llevadas, comparables a la del acero de refuerzo. En estas condiciones, para una cuantía dada de refuerzo

en tensión, el refuerzo en compresión no hace crecer apreciablemente la resistencia, pero da lugar a un incremento apreciable en la ductilidad.

Cuanto la cuantía de refuerzo de tensión es elevada, la ductilidad se reduce y se requiere de acero de compresión para ayudar al concreto a resistir la resultante de compresión y para que el refuerzo de tensión pueda alcanzar la fluencia antes del aplastamiento del concreto.

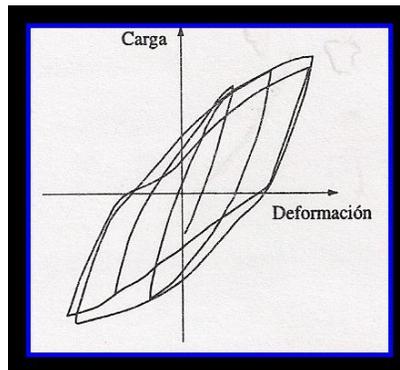


**Figura 50:** Relaciones momento-curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexión pura.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

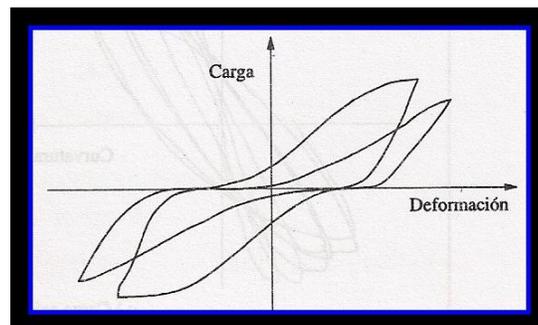
Ante cargas alternadas se tiene lazos de histéresis amplios y estables sólo si las secciones son muy sub-reforzadas y doblemente armadas, sin efectos importantes de cortante, torsión o de adherencia (ver figura 51). Cuando los esfuerzos cortantes son elevados y producen agrietamiento diagonal significativo, se presenta deterioro de rigidez y en parte también de resistencia, que lo limita la capacidad de deformación inelástica (figura 52). La capacidad de deformación de las vigas queda limitada por el aplastamiento del concreto y el sucesivo pandeo de refuerzo de compresión. Si este último se encuentra restringido por estribos poco espaciados, que evitan el pandeo y proporcionan confinamiento al núcleo de concreto, se

incrementa la ductilidad y se hace más estable el comportamiento ante cargas alternadas.



**Figura 51:** Lazos de histéresis de una sección de concreto reforzado con falla de flexión.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).



**Figura 52:** Lazos de histéresis de una viga de concreto reforzado con refuerzos altos de cortante.

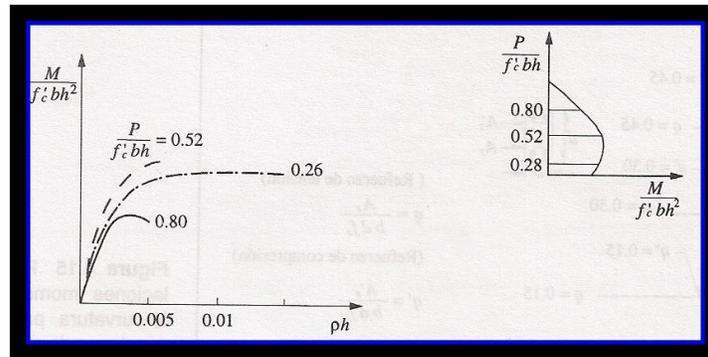
**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

De estas consideraciones se derivan los requisitos de dimensionamiento y refuerzo de vigas de concreto que se describen más

adelante y que se resumen en limitar las cuantías de refuerzo de tensión a cierta fracción del a cuantía balanceada, en proporcionar refuerzo de compresión , usar estribos cerrados en las secciones críticas y tomar factores de seguridad mayores, con respecto a los de flexión , para la revisión de la resistencia ante modos de falla cortante, torsión y adherencia, en los que no se puede alcanzar la misma ductilidad que en el caso de flexión.

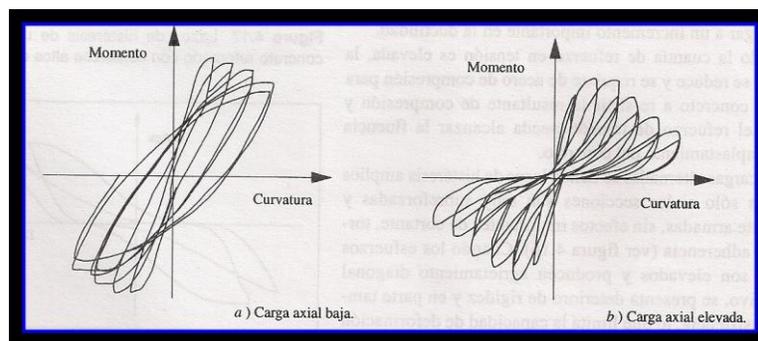
En columnas como se aprecia en la figura 53, la ductilidad se reduce sustancialmente a medida que aumenta la carga axial. Cuando ésta es superior a la carga axial balanceada, es decir, cuando la falla, es por compresión, prácticamente no hay ductilidad. La ductilidad se puede aumentar significativamente proporcionando confinamiento al núcleo de concreto mediante un zuncho helicoidal. El confinamiento con estribos es menos efectivo que el helicoidal, pero también mejora la ductilidad.

Ante repeticiones de cargas alternadas se tienen deterioros drásticos de rigidez y resistencia de las columnas si las secciones no se encuentran perfectamente confinadas y, aun en las mejores condiciones de confinamiento, el área de los lazos de histéresis es reducida cuando la carga axial es muy elevada (ver figura 54). De allí se derivan los requisitos de las normas de concreto para columnas de marcos dúctiles que requieren colocar abundante confinamiento, mantener bajos niveles de carga axial mediante tamaños generosos de las secciones y emplear factores de seguridad mucho mayores para columnas que para vigas.



**Figura 53:** Relaciones momento-curvatura para secciones de concreto reforzado sujetas a flexocompresión con diferentes niveles de carga axial.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).



**Figura 54:** Lazos de histéresis para columnas de concreto reforzado sujetas a carga axial.

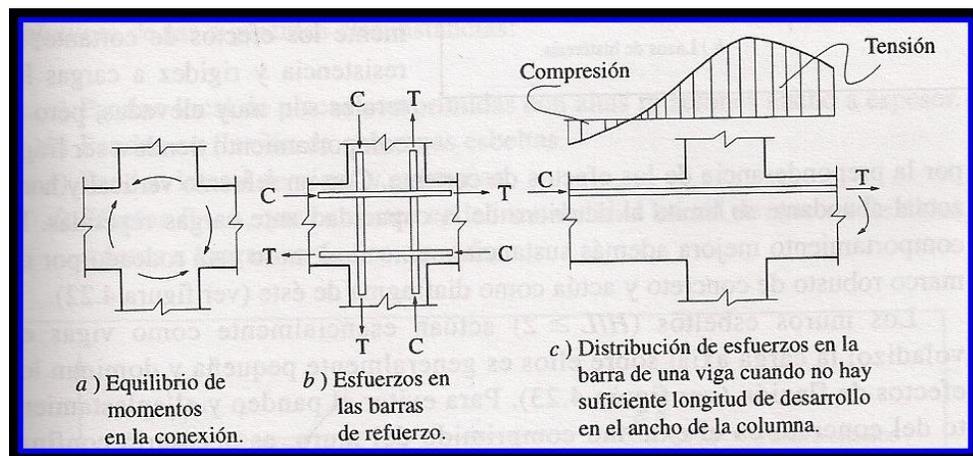
**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

### ***Uniones Viga-Columna en Concreto Reforzado***

No tiene sentido cuidar la resistencia, rigidez y ductilidad en los elementos estructurales, si éstos no se conectan entre sí de manera que estas características se puedan desarrollar plenamente. El diseño de una conexión debe tener como objetivo que su resistencia sea mayor que la de los elementos que se unen y que su rigidez debe ser suficiente para no alterar la rigidez de los elementos conectados.

Los aspectos críticos en el comportamiento sísmico de las uniones entre vigas y columnas de concreto reforzado son la adherencia, el cortante y el confinamiento. Las condiciones de adherencia para el acero longitudinal de las vigas son desfavorables debido a que es necesario transferir esfuerzos elevados al concreto en longitudes relativamente pequeñas. La situación es crítica no solo en conexiones extremas, donde es necesario anclar el refuerzo longitudinal, sino también en uniones interiores donde el signo de los esfuerzos debe cambiar de tensión a compresión de una a otra columna (ver figura 55).

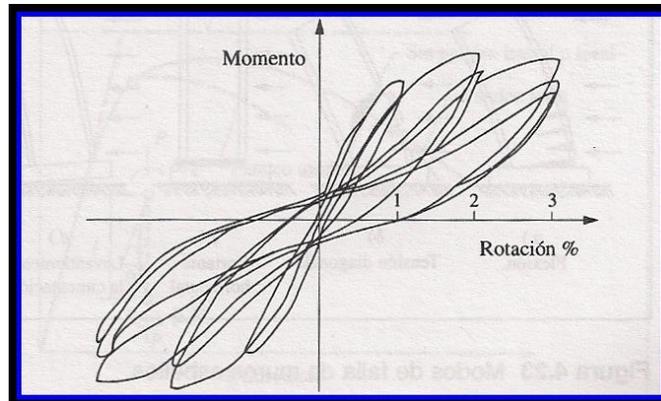
La adherencia se ve afectada cuando se ve afectada cuando se presentan grietas diagonales por los efectos de las fuerzas cortantes. El diseño por fuerza cortante de la unión viga-columna requiere la determinación de las fuerzas que se desarrollan cuando en los extremos de las vigas se forman articulaciones plásticas, es decir, cuando las barras longitudinales de las vigas que llegan a la conexión alcanzan la fluencia en tensión en una cara de la columna y en compresión en la otra cara.



**Figura 55:** Estado de esfuerzo en una conexión viga-columna interior.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Cuando no se cuenta con la suficiente longitud de desarrollo del refuerzo que cruza la conexión o cuando la resistencia en cortante es insuficiente para evitar agrietamiento diagonal en la conexión, los lazos de histéresis presentan una zona de rigidez muy baja y un deterioro considerable como se aprecia en la figura 56.



**Figura 56:** Lazos de histéresis de una conexión viga-columna de concreto con problemas de adherencia.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

De allí que los requisitos de armado de las conexiones exijan refuerzo horizontal, prolongando los estribos de la columna en esta zona, y fijen una relación mínima entre el ancho de la conexión y el diámetro de las barras que los cruzan.

## 2.2.10 Criterios de Estructuración

### 2.2.10.1 Importancia de la Configuración Estructural en el Comportamiento Sísmico

La forma del edificio, tamaño, naturaleza y localización de los elementos resistentes, es decir: muros, columnas, pisos, núcleos de servicio, escaleras; y elementos no estructurales como: cantidad y tipo de divisiones interiores, la

forma en que los muros exteriores se disponen sólidos o con aberturas para iluminación natural y ventilación; es a lo que se denomina configuración. Predominan también: geometría, geología y clima del lugar de construcción, reglamentos de diseño urbano y aspectos arquitectónicos de estilo.

Es frecuente en la práctica que la mayor parte del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierta en los procesos de análisis y dimensionamiento, y que se examinen sólo con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista del diseño sísmico esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados, y, en ocasiones, aunque no hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

Si se trabaja conjuntamente desde el inicio de esquema en un proyecto de edificación entre arquitecto e ingeniero, entendiéndose de qué manera las decisiones pueden afectar el comportamiento sismorresistente de ésta, escogiendo apropiadamente los materiales básicos a utilizarse, la configuración y la estructuración del edificio. El ingeniero estructural debe hacer consciente al arquitecto de las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura ya que así no tendrá que pasar por la desagradable situación de escoger entre proponer revisiones que pueden llevar hasta la reformulación del proyecto inicial, o tratar de usar soluciones estructurales muy complicadas para resolver el problema producido, a causa de concepciones arquitectónicas inadecuadas. Es decir, que se deben conocer los aspectos críticos a ser considerados para garantizar la seguridad sísmica del proyecto.

Es cierto que la mayoría de las recomendaciones de estructuración para zonas sísmicas tienden a lograr edificios regulares y robustos; por ello limitan fuertemente la posibilidad de llegar a formas atrevidas y originales y limitan también la libertad del uso del espacio interno del edificio. Constituye, por tanto, un reto para los proyectistas conjugar las necesidades arquitectónicas y estructurales y lograr un proyecto a la vez funcional, seguro y estéticamente atractivo.

En este apartado se proponen recomendaciones para la correcta configuración estructural de un edificio. En esto se incluye la forma de la construcción, en planta y en elevación, así como la distribución y arreglo de los elementos estructurales que constituyen el esqueleto resistente del edificio.

#### **2.2.10.2 Requisitos Básicos de Estructuración**

En términos generales, podemos establecer los cuatro requisitos siguientes para el sistema estructural de edificios en zonas sísmicas:

- a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.
- b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que estas se generan (o sea, de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno.
- c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de las sollicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en

planta o en elevación. Para tal fin conviene que la estructura sea lo más posible

- i) Sencilla
- ii) Regular
- iii) Simétrica
- iv) Continua

- d) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permitan disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles local y global.

### **2.2.10.3 Clasificación Estructural y Requisitos de Configuración**

Cada estructura debe designarse como regular o irregular desde el punto de vista estructural:

*Estructuras regulares.* Las estructuras regulares no tienen discontinuidades físicas considerables en su configuración en planta y configuración vertical o en sus sistemas resistentes a las fuerzas laterales.

*Estructuras irregulares.* Las estructuras irregulares tienen discontinuidades físicas considerables en su configuración o en sus sistemas resistentes a las fuerzas laterales. Las características irregulares incluyen, sin estar limitadas a ello, las descritas en la Tabla 3 y la Tabla 4.

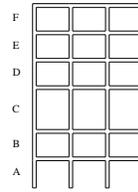
## Configuración de Elevación:

Tipo 1A - Irregularidad de rigidez (piso blando)

$$\text{Rigidez } K_c < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$$

$$\text{o}$$

$$\text{Rigidez } K_c < 0.80 (K_D + K_E + K_F)/3$$

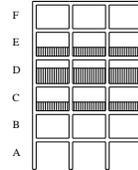


Tipo 2A - Irregularidad de peso (masa)

$$m_D > 1.50 m_E$$

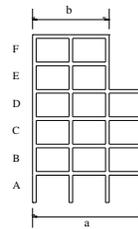
$$\text{o}$$

$$m_D > 1.50 m_C$$



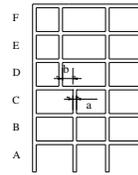
Tipo 3A - Irregularidad vertical geométrica

$$a > 1.30 b$$



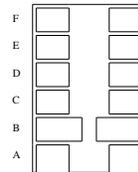
Tipo 4A - Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistente a las fuerzas laterales

$$b > a$$



Tipo 1A - Discontinuidad en capacidad (piso débil)

$$\text{Resistencia Piso B} < 0.70 \text{ Resistencia Piso C}$$



**Figura 52:** Irregularidades en elevación.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

La Tabla 3 define posibles irregularidades verticales, y requerimientos adicionales de detalle, que deben satisfacerse si las irregularidades están presentes. Cinco diferentes tipos de irregularidad estructural vertical están definidos: Irregularidad de rigidez (piso blando); Irregularidad de peso (masa); Irregularidad vertical geométrica; Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a las fuerzas laterales y Discontinuidad en

capacidad (piso blando), puede considerarse de que no existen irregularidades de rigidez y de peso cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba.

Es conveniente que no existan cambios bruscos en las dimensiones, masas, rigideces y resistencias del edificio, para evitar concentraciones de esfuerzos en determinados pisos que son débiles con respecto a los demás. Los cambios bruscos en elevación hacen también que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo de que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas conocido como chicoteo. En la Figura 52 se muestran las diferentes irregularidades con más detalle.

**Tabla 3:** Irregularidades verticales estructurales.

Tipo	Definición de irregularidad
A	<p><b>Irregularidad de rigidez (piso blando)</b></p> <p>Un piso blando es aquel cuya rigidez lateral es menor del 70% de la rigidez del piso superior o menor del 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos superiores al piso blando, en tal caso se considera irregular.</p>
A	<p><b>Irregularidad de peso (masa)</b></p> <p>Debe considerarse que existe irregularidad de masa cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor del 150% de la masa efectiva de uno de los pisos contiguos. No es necesario considerar un techo que sea más liviano que el piso inferior.</p>
A	<p><b>Irregularidad vertical geométrica</b></p> <p>Se considera que existe irregularidad vertical geométrica cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia a las fuerzas laterales en cualquier piso es mayor del 130% de la de un piso colindante. No es necesario considerar los pisos de azotea de un solo nivel.</p>
A	<p><b>Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistente a las fuerzas laterales</b></p> <p>Se considera este tipo de irregularidad, cuando existe un desplazamiento en el plano de los elementos resistentes a las cargas laterales mayor que la longitud de esos elementos.</p>
	<p><b>Discontinuidad en capacidad (piso débil)</b></p>

<b>A</b>	<p>Un piso débil es aquel en que la resistencia del piso es menor del 80% de la resistencia del piso inmediatamente superior, en tal caso se considera irregular.</p> <p>La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.</p>
----------	--

Fuente: Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### **Configuración en Planta**

**Tabla 4:** Irregularidades estructurales en planta.

<b>Tipo</b>	<b>Definición de irregularidad</b>
<b>P</b>	<p style="text-align: center;"><b>Irregularidad Torsional por considerarse cuando los diafragmas no son flexibles</b></p> <p>Se debe considerar que existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo del piso (deriva), calculado incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura transversal a un eje es más de 1.2 veces el promedio de los desplazamientos relativos del piso de los dos extremos de la estructura.</p>
<b>P</b>	<p style="text-align: center;"><b>Esquinas reentrantes</b></p> <p>La configuración del plano de una estructura y su sistema resistente a las fuerzas laterales que contienen esquinas reentrantes, se considera irregular, cuando ambas proyecciones de la estructura, más allá de una esquina reentrante son mayores del 15% de la dimensión en el plano de la estructura en dicha dirección,</p>
<b>P</b>	<p style="text-align: center;"><b>Discontinuidad de diafragma</b></p> <p>Se considera irregular, cuando los diafragmas con discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez, incluyendo las causadas por áreas recortadas o abiertas mayores del 50% del área bruta encerrada del diafragma o cambios en la rigidez efectiva del diafragma mayores del 50% de un piso al siguiente</p>
<b>P</b>	<p style="text-align: center;"><b>Desviaciones fuera del plano</b></p> <p>Se considera irregularidad, cuando existen discontinuidades en una trayectoria de fuerza lateral, como desviaciones fuera del plano de los elementos verticales</p>
<b>P</b>	<p style="text-align: center;"><b>Sistemas no paralelos</b></p> <p>Se considera irregular, cuando los elementos verticales resistentes a las cargas laterales no son paralelos ni simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales del</p>

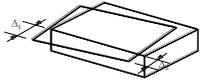
	sistema que resiste las fuerzas laterales.
--	--

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

La Tabla 4 define posibles irregularidades en planta y requerimientos adicionales de detalles, que deben satisfacerse si las irregularidades están presentes. Cinco diferentes tipos de irregularidades en planta son definidos: Irregularidad torsional a ser considerado cuando los diafragmas no son flexibles; Esquinas reentrantes; Discontinuidad de diafragma; Desviación fuera del plano y Sistemas no paralelos. Las estructuras regulares son definidas como aquellas que no tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración en planta y vertical o en su sistema resistente a las fuerzas laterales. En la Figura 58 se muestra en forma gráfica detallada las irregularidades mencionadas en la Tabla 4.

Tipo 1P - Irregularidad Torsional

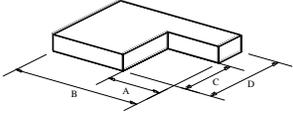
$$\Delta_1 > 1.2 (\Delta_1 + \Delta_2) / 2$$



Tipo 2P - Esquinas Reentrantes

$$A > 0.15 B$$

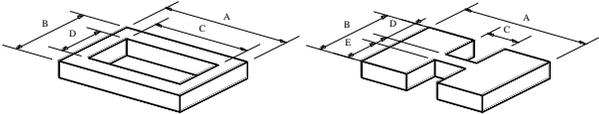
$$C > 0.15 D$$



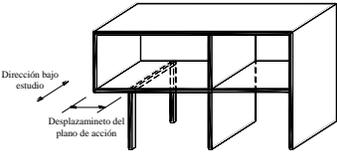
Tipo 3P - Discontinuidad de Diafragma

$$C \cdot D > 0.5 A \cdot B$$

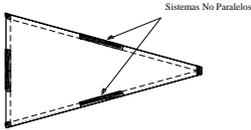
$$(C \cdot D + C \cdot E) > 0.5 A \cdot B$$



Tipo 4P - Desviaciones Fuera del Plano



Tipo 5P - Sistemas No Paralelos



**Figura 58:** Irregularidades en Planta.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

Es importante la simplicidad para un mejor comportamiento sísmico de conjunto de una estructura, y resulta más sencillo proyectar, dibujar, entender y construir detalles estructurales. Otro factor importante es la simetría respecto a sus dos ejes en planta, es decir su geometría es idéntica en ambos lados de cualquiera de los ejes que se esté considerando. La falta de regularidad por simetría, masa, rigidez o resistencia en ambas direcciones en planta produce torsión, que no es fácil de evaluar con precisión. Es necesario mencionar que a pesar de tener una planta simétrica, puede haber irregularidades debido a una distribución excéntrica de rigideces o masas ocasionando también torsión.

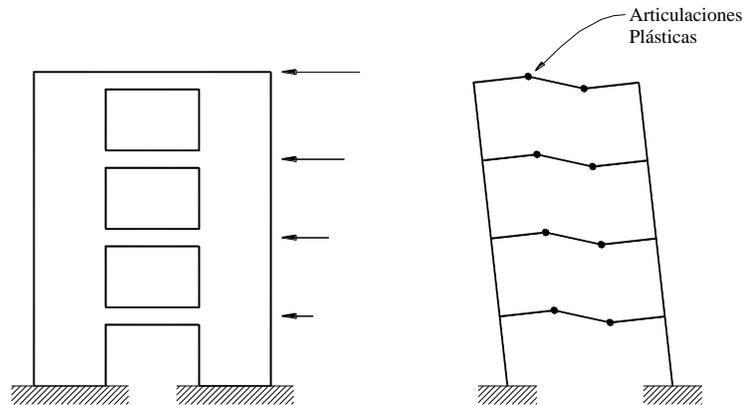
En caso de que se tuviera entrantes y salientes, es decir plantas en forma de T, L, H, U, etc. es aconsejable utilizar juntas de dilatación, dividiendo la planta global en varias formas rectangulares y como segunda opción se puede restringir las mismas con límites máximos, como se indica en la Figura 58.

Es preferible no concentrar elementos rígidos y resistentes, tales como muros de corte, en la zona central de las plantas, porque son menos efectivos para resistir torsión, si bien los muros ubicados en la zona central tienen un comportamiento aceptable, las columnas estarán sujetas a un cortante por torsión mayor que aquél proporcionado por la ubicación de los muros en la periferia. No es nada recomendable colocar las escaleras y elevadores en las partes externas del edificio ya que tienden a actuar aisladamente ante los sismos, con concentraciones de fuerzas y torsiones difíciles de predecir sin llevar a cabo un análisis complicado.

## **Poco Peso**

Las fuerzas producidas por los sismos son de inercia, que es el producto de la masa por la aceleración, así las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa, por tanto al peso del edificio; por ello debe procurarse que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible y además sean resistentes. No se recomiendan voladizos debido a que producen fuerzas de inercia verticales de magnitud apreciable que sumadas a las fuerzas de gravedad llegarían a causar serios problemas.

Debido al aumento de las cargas laterales la falla de los elementos verticales como columnas y muros podría ser por pandeo, es ahí que la masa ejerce un rol importante; cuando la masa, empuja hacia abajo debido a la gravedad, ejerce su fuerza sobre un miembro flexionado o desplazado lateralmente por las fuerzas laterales, a este fenómeno se conoce como el efecto P-delta. Cuando mayor sea la fuerza vertical mayor será el momento debido al producto de la fuerza P y la excentricidad delta.



### ***Hiperestaticidad***

Si existe continuidad y monolitismo en un sistema estructural, es decir, que sea hiperestático, entonces mayor será la posibilidad de que, sin convertirse en un mecanismo inestable, se formen articulaciones plásticas, con alta capacidad de absorción de la energía proveniente del sismo. Se evitan también fallas locales serias, debidos a grandes esfuerzos locales engendrados por lo grandes desplazamientos y rotaciones causadas por el sismo presentes en uniones entre vigas y losas, y entre vigas y columnas.

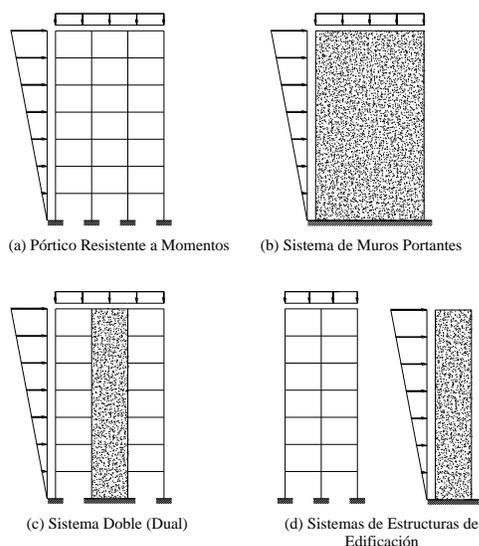
Puede convenir diseñar estructuras que durante un sismo intenso los daños se concentren en zonas previstas para servir como disipadores, mediante deformaciones inelásticas, sin que se produzcan daños graves en el resto de la estructura. Así, es preferible utilizar una serie de muros acoplados por traveses que se diseñen para que en ellas se formen articulaciones plásticas, ver Figura 59.

### ***Columna Fuerte, Viga Débil***

En estructuras de edificios aporticados es requisito que los miembros horizontales fallen antes que los verticales, permitiendo de esa manera el retraso del colapso total de una estructura. Las vigas y las losas generalmente no fallan aún después de un daño severo en aquellos lugares que se hayan formado las articulaciones plásticas, en cambio las columnas colapsan rápidamente bajo su carga vertical, cuando haya ocurrido aplastamiento del hormigón. Esto conduce a que las vigas peraltadas sobre columnas ligeras, no son apropiadas en regiones sísmicas.

#### **2.2.10.4 Sistemas Estructurales**

Los sistemas estructurales deben clasificarse como uno de los tipos enunciados en la Tabla 3 y se definen en esta sección:



**Figura 59:** Sistemas estructurales.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

### ***Sistema de Muros Portantes***

Es un sistema estructural sin una estructura espacial de soporte de cargas verticales. Los muros de carga o sistemas de arriostramiento proporcionan el soporte a todas o a la mayoría de las cargas por gravedad. La resistencia a las cargas laterales la proporcionan los muros de corte o las estructuras arriostradas.

### ***Sistemas de Estructuras de Edificación***

Es un sistema estructural con una estructura espacial esencialmente completa que proporciona soporte a las cargas por gravedad. La resistencia a las cargas laterales la proporcionan los muros de corte o las estructuras arriostradas que no cumplen con los requisitos de un sistema doble.

### ***Sistema de Pórtico Resistente a Momentos***

Es un sistema estructural con una estructura espacial esencialmente completa que proporciona soporte a las cargas por gravedad. Los pórticos resistentes a momentos proporcionan resistencia a las cargas laterales principalmente por la acción de flexión de sus elementos

### ***Sistema Doble (Dual)***

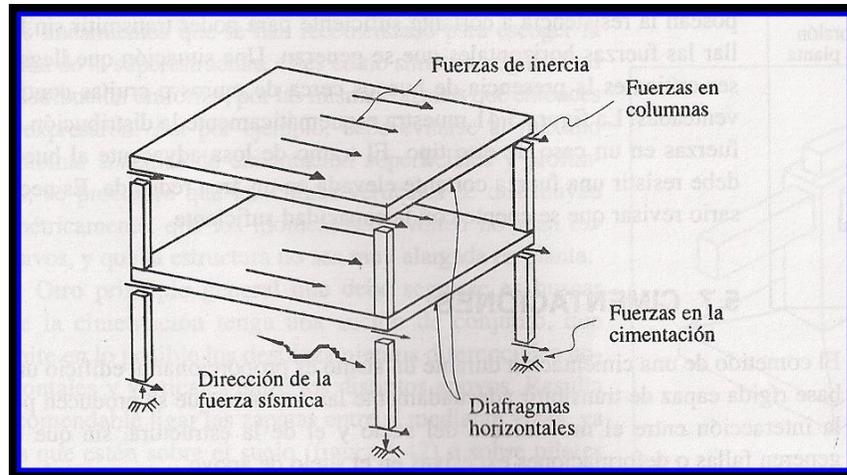
Es un sistema estructural con las siguientes características:

1. Estructura espacial esencialmente completa que proporciona apoyo a las cargas por gravedad.
2. La resistencia a las cargas laterales la proporcionan los muros de corte o las estructuras arriostradas y pórticos resistentes a momentos (SMRF, IMRF, MMRWF, o OMRF en acero). Los pórticos resistentes a momentos deben diseñarse para resistir independientemente por lo menos el 25% del esfuerzo cortante basal máximo admisible de diseño.
3. Los dos sistemas deben diseñarse para resistir el esfuerzo cortante basal máximo admisible total de diseño en proporción a sus rigideces relativas considerando la interacción del sistema doble en todos los niveles.

### ***Sistemas de Piso y Techo Diafragmas Horizontales***

Cuando se trata la estructuración de edificios en zonas sísmicas, la atención se centra en los elementos verticales (columnas, muros y contravientos), así como los elementos horizontales que los acoplan (vigas), rotaciones y proporcionándoles rigidez a cargas laterales restringiendo sus rotaciones y proporcionándoles rigidez a cargas laterales. Otros elementos

que cumplen una función importante para la resistencia sísmica, son las losas y los sistemas de pisos y techos en general, que son los que distribuyen las fuerzas horizontales que se generan por efectos de inercias entre los elementos verticales resistentes. La figura 60 ilustra esquemáticamente el flujo de fuerzas sísmicas en el edificio.



**Figura 60:** Transmisión de fuerzas de inercia en la estructura.

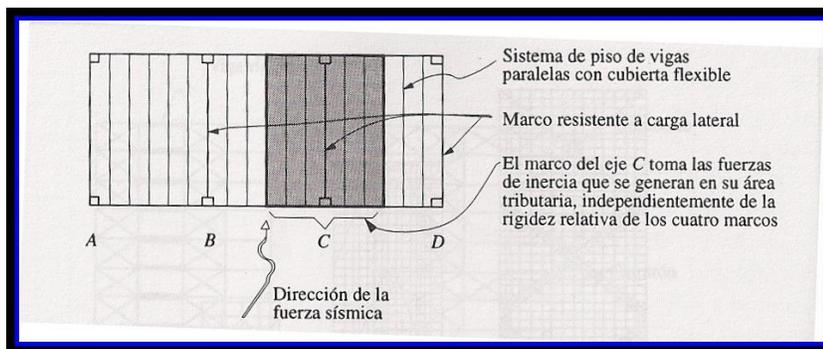
**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

En los métodos de análisis sísmicos comúnmente adoptados, se da por sentado que los sistemas de piso y techo constituyen diafragmas horizontales infinitamente rígidos y capaces de realizar dicha distribución de fuerza sin deformarse. Esta hipótesis es generalmente válida, ya que los sistemas usuales de losas de concreto poseen alta rigidez para fuerzas en su plano. No siempre es así sin embargo; hay estructuras que carecen de sistemas de piso en alguno o en todos sus niveles, o en las que existen grandes huecos que reducen drásticamente la rigidez. Existen sistemas de pisos que tienen muy baja rigidez para fuerzas en su plano, como lo son los que están formados por vigas en una dirección con una cubierta de lámina delgada, o los que son a base de placas prefabricadas adosadas.

La falta de diafragmas horizontales rígidos produce diversos problemas, como los siguientes.

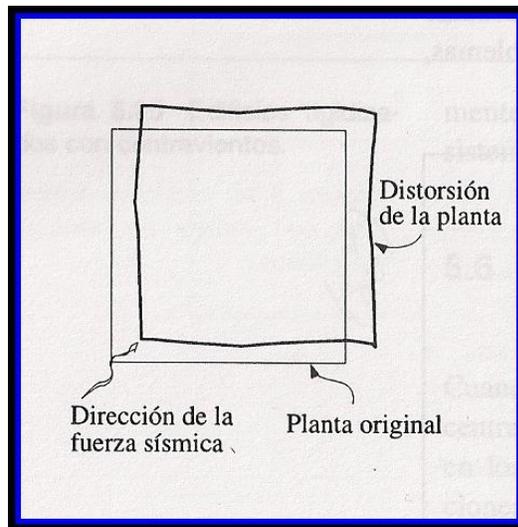
a. Las fuerzas de inercia y las cortantes de entrepiso no se distribuyen entre los distintos elementos resistentes, en forma proporcional a la rigidez de éstos. En general, cada sistema vertical resistente recibe las fuerzas que se generan en su área tributaria (figura 61).

b. La ausencia de un diafragma de piso rígido puede ocasionar la distorsión de la estructura en planta e invalidar la hipótesis de que las fuerzas sísmicas actuantes en cualquier dirección pueden descomponerse en fuerzas aplicadas sobre los sistemas ortogonales resistentes de la estructura (figura 62).



**Figura 61:** Distribución de las fuerzas de inercia cuando el sistema de piso no constituye diafragma rígido.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).



**Figura 62:** Distorsión en el plano ante fuerzas sísmicas en dirección diagonal, cuando el sistema de piso no constituye diafragma rígido.

**Fuente:** Bazán, M. y Meli, R. (2010).

Para evitar los problemas anteriores es recomendable formar diafragmas horizontales por cada nivel. En los sistemas de piso o techo que no lo sean en forma natural, deben colocarse elementos rigidizantes, como contravientos horizontales sobre vigas paralelas o firmes de concreto armado sobre elementos precolados. Cuando no sea factible lograr efecto de diafragma, deberán emplearse métodos de análisis que tengan en cuenta las deformaciones en su plano de los elementos de piso.

También debe prestarse atención a que los sistemas de piso y techo posean la resistencia a cortante suficiente para poder transmitir sin fallas las fuerzas horizontales que se generan. Una situación que llega a ser crítica es la presencia de huecos cerca de muros o crujías contraventeadas.

### **2.2.11 Selección del Método de Análisis**

En base a los requisitos de configuración y los sistemas estructurales descritos anteriormente, se elige el método de análisis entre los que se tiene:

- i. El método de la fuerza lateral estática.
- ii. El método de las fuerzas laterales dinámicas.

#### **2.2.11.1 Método Dinámico Superposición Modal**

El análisis debe basarse en una representación apropiada del movimiento del suelo y debe realizarse utilizando los principios aceptados de la dinámica.

#### **2.2.11.2 Ventajas del Análisis Modal**

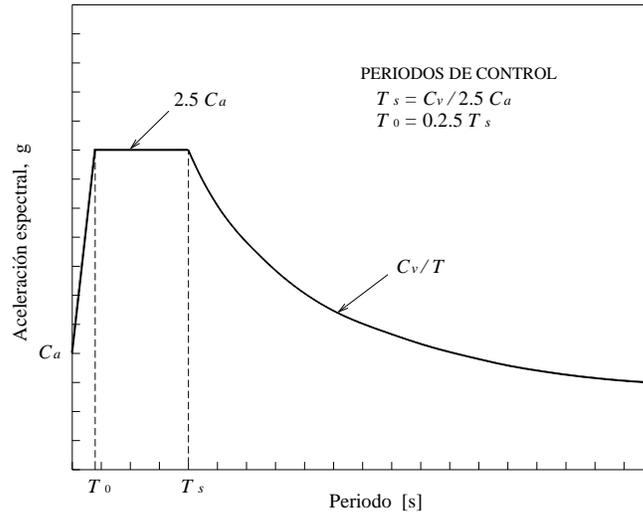
El procedimiento de análisis modal es apropiado para calcular la respuesta de estructuras complejas de varios grados de libertad a movimientos sísmicos. La respuesta estructural es modelada como la máxima respuesta de un número de oscilaciones de un simple grado de libertad, cada uno representando un modo específico de vibración de la estructura real. Combinando la respuesta de los modos individuales se obtienen las fuerzas externas equivalentes, la cortante basal y el cortante de piso, que pueden usarse de la misma forma como en el procedimiento de fuerza lateral estática.

El procedimiento de análisis modal tiene la ventaja de determinar la distribución real de las fuerzas laterales, de las masas y una distribución de rigideces a lo largo de la altura de una estructura irregular, que puede diferir apreciablemente de la distribución lineal simplificada asumida en el método de la fuerza lateral estática. Además, considera los efectos de los modos

más altos de la respuesta de una estructura, alguno de los cuales puede contribuir significativamente en la respuesta global de la estructura.

### **2.2.11.3 Procedimiento del Análisis Modal**

Las fases necesarias en el procedimiento del análisis modal se basan en seleccionar un espectro de respuesta sísmica apropiado, aplicando una técnica de análisis dinámico para un modelo matemático de la estructura, combinando la respuesta de un número suficiente de modos para asegurar de que por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura esté incluido en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal. El espectro de diseño presentado en el código UBC e ilustrado en la Figura 58, puede utilizarse después de aplicarse valores apropiados de  $C_a$  y  $C_v$  consistentes con el lugar específico. Las ordenadas de aceleración del espectro de diseño deben multiplicarse por la aceleración de la gravedad. El espectro de diseño debe suavizarse para eliminar reducciones de respuesta para periodos específicos, debe tener como mínimo 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años, además, el espectro debe desarrollarse para una relación de amortiguamiento de 5%, a menos que se demuestre que un valor diferente sea consistente con el comportamiento estructural anticipado a la intensidad de vibración establecida para el sitio.



**Figura 63:** Espectro de respuesta de diseño.

**Fuente:** Goytia T. Ivan R. y Villanueva I. Rolando (2001).

Como se dijo anteriormente es necesario una cantidad suficiente de modos para asegurar que el 90% de la masa participante de la estructura este incluida en el cálculo. De este modo el peso total de la estructura está dado por:

$$W = \sum w_i \tag{12}$$

y el peso efectivo para un modo dado está definido por:

$$W^E = \frac{(\sum w_i \cdot \phi_i)^2}{\sum w_i \cdot \phi_i^2} \tag{13}$$

$$\begin{aligned} W^E &= P \cdot \sum w_i \cdot \phi_i \\ W^E &= P^2 \cdot \sum w_i \cdot \phi_i^2 \\ W^E &= g \cdot V / S_a \end{aligned} \tag{14}$$

Donde:

$$P = \text{Factor de participación para un modo dado} = (\sum w_i \cdot \Phi_i) / \sum w_i \cdot \Phi_i^2$$

Para una forma modal normalizada, el factor de participación se reduce a:

$$P = \frac{\sum w_i \cdot \phi_i}{g} \quad (15)$$

Por tanto la ecuación 13.2 se reduce a:

$$W^E = \frac{(\sum w_i \cdot \phi_i)^2}{g} \quad (16)$$

La relación entre el peso efectivo y el peso total de la estructura está dado por:

$$\sum W^E = W \quad (17)$$

Donde:

$W^E$  = es la suma de los pesos efectivos para todos los modos.

Por consiguiente, debe definirse un número suficiente de modos para asegurar que la suma de sus pesos efectivos sea:

$$\sum W^E \geq 0.9 \cdot W \quad (18)$$

Para asegurar consistencia con los principios básicos de diseño adoptados en el procedimiento de fuerza lateral estática, el código UBC estipula un valor mínimo del cortante basal calculado por un análisis dinámico, y todos los parámetros correspondientes de respuesta deben estar de acuerdo con:

- Para una estructura regular, usando el espectro de respuesta que presenta el código UBC, el cortante basal determinado por un análisis dinámico no debe ser menor que 90% del obtenido por el procedimiento de fuerza lateral estática.
- Para una estructura regular, usando un espectro de respuesta específico de un sitio, el cortante basal determinado por un análisis dinámico no debe ser menor que 80% del obtenido por el procedimiento de fuerza lateral estática.
- Para una estructura irregular, el cortante basal adoptado no debe ser menor que el obtenido por el procedimiento de fuerza lateral estática.
- Para cualquier estructura, el cortante basal adoptado no debe ser menor que el obtenido por un análisis dinámico dividido entre un valor apropiado de R.

#### **2.2.11.4 Análisis Espectral**

Es un análisis dinámico elástico de una estructura que utiliza la respuesta dinámica máxima de todos los modos que tienen una contribución importante a la respuesta estructural total. Las respuestas modales máximas se calculan utilizando las ordenadas de la curva de espectro de respuesta apropiada que corresponda a los periodos modales. Las contribuciones modales máximas se combinan de manera estadística para obtener una respuesta estructural total aproximada.

Los parámetros de respuesta correspondientes incluyendo fuerzas, momentos y desplazamientos, deben denominarse Parámetros de Respuesta Elástica.

### ***Número de Modos***

Debe satisfacerse el requisito de incluir todos los modos importantes, demostrando que en los modos considerados, por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura este incluida en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal, ver la ecuación 18.

Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural, tales como: el Análisis de Eigenvectores o el Análisis de los Vectores de Ritz.

### ***Combinación de Modos***

Las fuerzas máximas del elemento, desplazamientos, fuerzas cortantes por piso y reacciones de base para cada modo, deben combinarse mediante métodos reconocidos, tales como: El método CQC, Combinación Cuadrática Completa, método descrito por Wilson, Der Kiureghian, y Bayo. (1981). El método GMC, Combinación Modal General, método descrito por Gupta (1990). El método SRSS, Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados. El método de La suma de valores absolutos, ABS.

Cuando se utilicen modelos tridimensionales para el análisis, los efectos de interacción modal deben considerarse cuando se combinen las máximas modales.

### ***Efectos de Dirección***

En las zonas sísmicas 2, 3 y 4, deben considerarse los efectos de las fuerzas sísmicas que actúan en direcciones diferentes a los ejes principales en cada una de las siguientes circunstancias:

- La estructura tiene irregularidad de planta del Tipo 5 como se indica en la Tabla 4.
- La estructura tiene irregularidad de planta del Tipo 1 en ambos ejes principales como se indica en la Tabla 4.
- Cuando una columna de una estructura forma parte de dos o más sistemas interceptantes de resistencia a las fuerzas sísmicas.

Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos de las dos direcciones ortogonales pueden combinarse basándose en la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, SRSS. Cuando se utilice el método SRSS en la combinación de los efectos direccionales, a cada término calculado se le debe asignar el signo del resultado más conservador.

### ***Torsión***

El análisis debe considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos torsionales accidentales. Cuando se utilicen modelos tridimensionales para el análisis, los efectos de torsión accidental deben incluirse haciendo los ajustes apropiados en el modelo, como ajustes de ubicaciones de masas o mediante los procedimientos estáticos equivalentes.

### ***Sistemas Dobles***

Cuando las fuerzas laterales son resistidas por un sistema doble, el sistema combinado debe tener capacidad para resistir el esfuerzo de corte basal que se obtiene por medio del análisis dinámico. El pórtico resistente a momentos debe diseñarse para resistir independientemente por lo menos el

25% del esfuerzo cortante basal máximo admisible de diseño, y puede llevarse a cabo por medio de un análisis dinámico apropiado o por medio de un análisis de fuerza horizontal equivalente.

#### 2.2.12 Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto

Este apartado contiene especificaciones que se consideran como los requisitos mínimos para producir una estructura monolítica de concreto reforzado con los detalles y las dimensiones adecuadas que le permitan a ésta soportar una serie de oscilaciones dentro del campo inelástico de respuesta sin deterioro crítico de la resistencia. Como se vio con anterioridad, conforme una estructura apropiadamente detallada de concreto reforzado responde a fuertes movimientos del suelo, su rigidez efectiva decrece y se incrementa su capacidad de disipar energía. Por lo tanto, el empleo de fuerzas de diseño que representan efectos sísmicos demanda que el edificio este equipado con un sistema resistente a fuerzas laterales que retenga una porción sustancial de su resistencia conforme se le somete a inversiones de los desplazamientos dentro del campo inelástico.

La elección práctica está entre: (a) Un sistema con suficiente resistencia para responder al movimiento del suelo dentro del rango lineal o casi lineal de respuesta, y (b) Un sistema con disposiciones adecuados que permitan una respuesta no lineal sin pérdida crítica de la resistencia.

#### ***Resistencia y Ductilidad de Secciones a Flexión***

Se tiene que tener en consideración los siguientes principios de diseño sismorresistente:

- Las vigas fallan antes que las columnas

- La falla es a flexión antes que a corte
- Debe esperarse una falla prematura de nudos
- Falla dúctil antes que frágil

El comportamiento dúctil es la habilidad de soportar grandes deformaciones inelásticas mientras la resistencia se mantiene esencialmente constante.

## **CAPITULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

La finalidad de este capítulo, es presentar las técnicas y procedimientos que representan el punto de partida para el logro de los objetivos planteados de la investigación; incluye el tipo y diseño de la investigación, la población, la muestra, el instrumento, técnicas de recolección de datos, procesamiento y análisis de los datos.

Por consiguiente el marco metodológico orienta los pasos a seguir para proponer un Diseño Estructural de la Estación Escuela del Cuerpo de Bomberos del Municipio Bejuma Estado Carabobo.

#### **1. Tipo de Investigación**

El presente estudio está enmarcado dentro de la modalidad de proyecto factible, definida en el Manual de Trabajo de Grado de Especialización y Tesis Doctoral de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL, 2006).

“El proyecto factible consiste en la investigación y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos y necesidades de una organización o grupo social, puede

referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos o procesos” (p.21).

Del mismo modo, la propuesta está sustentada “En los procesos de: análisis de situaciones y problemas reales; conceptualización y formulación de soluciones; acción sobre la realidad; evaluación de resultados; reflexión y análisis de las experiencia” (p.24).

## **2. Diseño de la Investigación**

El curso de la investigación está definido bajo el siguiente concepto: “El proyecto factible comprende las siguientes etapas generales: diagnóstico, planteamiento y fundamentación teórica de la propuesta; procedimiento metodológico, actividades y recursos necesarios para su ejecución; análisis y conclusiones sobre la viabilidad y realización del proyecto” (p. 21).

De esto, se tiene que el proyecto factible se divide en las siguientes fases:

- Diagnóstico de Necesidades:

Se efectúa mediante la inspección en sitio de la necesidad de la investigación, comprobándose que no existe la adecuada infraestructura para el funcionamiento de la institución. Lo que implica la búsqueda y recolección de datos necesarios para completar los objetivos trazados.

- Análisis de Factibilidad:

Una vez realizado el diagnóstico de necesidades, se ejecuta el análisis correspondiente a los resultados de los datos obtenidos, donde se determina la necesidad de hacer un plan de acción. Por esta razón, se estudian las condiciones que permitieron la elaboración del plan tomando en consideración la importancia intrínseca del mismo y su viabilidad como

potencial de realización y efectiva aplicación a través de los aspectos técnicos.

- Formulación de la Propuesta:

Finalmente se dictaminan los criterios y metodologías de diseño por los cuales se rige el proyecto estructural, sujeto a las bases teóricas y legales que le compete.

### **3. Población:**

Según Hurtado (2008), “El conjunto de seres que poseen la característica o evento a estudiar y que se enmarcan dentro de los criterios de inclusión conforman la población”.

De modo que, la misma está representada por la localidad del Municipio Bejuma; que es uno de los 14 municipios del Estado Carabobo, cuya capital es la ciudad homónima en Venezuela. Tiene una superficie de 469 km<sup>2</sup> y según el censo 2001 el Municipio Bejuma contaba con una población de 39.187 habitantes.

### **4. Muestra:**

Según Hurtado (2008), “En algunos casos la población es tan grande o inaccesible que no se puede estudiar toda, entonces el investigador tendrá la posibilidad de seleccionar una muestra. El muestreo no es un requisito indispensable de toda investigación, eso depende de los propósitos del investigador, el contexto y las características de sus unidades de estudio”.

En consecuencia, se hace referencia a la ubicación específica donde se pretende realizar la infraestructura, siendo ésta CI Panamericana Sector Guasualito, con un área aproximada del terreno 1860 m<sup>2</sup>.

## **5. Técnicas de la Recolección de Datos**

Según Hurtado (2008), “Una vez definido el evento y sus indicios, así como las unidades de estudio es necesario que el investigador seleccione las técnicas y los instrumentos mediante los cuales obtendrá la información necesaria para llevar a cabo la investigación.

Las técnicas tienen que ver con los procedimientos utilizados para la recolección de los datos, es decir, el cómo. Estas pueden ser de revisión documental, observación, encuesta y técnicas sociométricas, entre otras”.

Se propicia el contacto directo con el jefe del cuerpo de bomberos del Municipio Bejuma, este aporta como datos necesario para el diseño estructural, un estudio geotécnico del Policlínico Bejuma que se encuentra adyacente al sitio en cuestión y un plano de Arquitectura de la estación de bomberos.

## **6. Instrumentos de la Investigación:**

Según Hurtado (2008), Los instrumentos representan las herramientas con la cual se va a recoger, filtrar y codificar la información, es decir, el con qué. Los instrumentos, pueden estar ya elaborados e incluso normalizados, como es el caso de los tests y algunas escalas. Sin embargo si se trata de eventos poco estudiados, puede ser necesario que el investigador elabore sus propios instrumentos, y éstos pueden ser listas de cotejo, escalas ó cuestionarios, entre otros. En algunas áreas del conocimiento se requiere de instrumentos de medición mecánicos o electrónicos dependiendo del evento estudiado.

Los instrumentos están en correspondencia con las técnicas, y la selección de las técnicas a utilizar en una investigación está relacionada con el tipo de indicios que permiten captar el evento de estudio.

En función de la naturaleza del estudio y de los datos que se disponen como punto de partida, se sitúa la técnica de investigación del proyecto factible. Dentro de este ámbito se usarán una serie de software de cálculo comprendidos por el SAP2000 v.14, ETABS v.9.5 y SAFE v.12; así como un software de dibujo denominado AutoCAD. Los primeros mencionados, usados como una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar sobre la base de una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño estructural; y el último dedicado al detallado eficaz de los elementos implicados en el proyecto.

## **7. Descripción del Procedimiento:**

En definitiva todo lo expuesto, nos induce al desarrollo de los objetivos fijados mediante tareas específicas, descritas en esta sección haciendo uso de fases que atienden a cada objetivo, tal como:

### ***Fase 1: Definir el Proyecto Arquitectónico y Geotécnico.***

En primer lugar, se solicitará una carta en la dirección de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Carabobo, en donde se expresa la intención de subsanar la problemática existente en el Cuerpo de Bomberos del Municipio Bejuma, dando así respuesta a la petición emitida por parte del Jefe de Bomberos.

A continuación, se establecerá contacto con el Jefe de Bomberos Cmte. Gustavo Sequera, para el suministro de los datos necesarios para el desarrollo del proyecto factible.

## ***Fase 2: Diseño de Elementos Estructurales Mediante el Uso del Método Dinámico Espacial.***

### **1. Losas**

El diseño de las losas se realizará tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Tipo de losa:  
Se selecciona el tipo de losa con el cual se diseñará, ya sea losa nervada o maciza.
  
- Criterios de estructuración para losas:
  - 1) Relación de luces en planta: Se armarán en el sentido de la luz menor, siempre que exista apoyo en este sentido.
  
  - 2) Se deberá dar apoyo adecuado para que las losas que se definan en un piso mediante vigas de carga que se orientan preferiblemente en sentido perpendicular al de las losas.
  
  - 3) La extensión de las losas deberá reflejar la continuidad que existe entre los tramos que se forman sobre los paños sucesivos de losas. Para visualizar esta continuidad se recomienda la utilización de la llamada “Franja unitaria de diseño”.
  
- Se realizarán los esquemas estructurales de losas, para ello se utilizará el programa AUTOCAD.

- Mediante la tabla 9.6.1 de la norma COVENIN 1753-2006, se determinarán los espesores mínimos normativos, y se obtendrá finalmente una altura para losa de entrepiso y losa de techo.

### **Determinación de Cargas**

Mediante la norma COVENIN MINDUR 2002-88 se seleccionaran los valores a tomar como cargas permanentes, siendo estas las que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud se consideran invariables en el tiempo, debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales. Seguidamente se procederá con la carga variable, que es aquella que actúa en la edificación con una magnitud variable en el tiempo, y que se deben a su ocupación y uso habitual.

### **Diseño de la Losa**

Se hará uso del software Sap2000 v.14 para el modelado de las losas de entrepiso, techo y escalera, asignándole las cargas correspondientes, materiales y su sección transversal. De aquí se obtendrán los aceros requeridos para posteriormente ser distribuidos; el detallado será regido por la norma COVENIN 1753-2006.

## **2. Predimensionado de Columnas**

Constará de la estimación de una carga de servicio comprendida por las losas, vigas y columnas, con este valor se obtendrá como punto de referencia un área inicial de la sección del elemento estructural que depende a su vez de la ubicación sea esquinera, central o lateral y de la resistencia cilíndrica del concreto.

### **3. Predimensionado de Vigas**

- Vigas de Carga:

Se iniciará con la carga de servicio de la losa y del tramo de luz libre más desfavorable, a partir de esto se determinará un valor de acero requerido de la viga, que dependerá del momento actuante, altura útil y material, dando paso a la verificación de que dicha sección satisfaga los requerimientos mínimos pautados por la norma COVENIN 1753-2006.

- Viga Sismorresistente:

Dicho predimensionado se ajustará al criterio de rigidez, que comprende la estimación de los parámetros sísmicos enmarcados en norma COVENIN 1756-2001 como son el coeficiente lateral, cortante basal y la deriva límite permitida, simultáneamente se calcula el peso aproximado de la estructura, deriva de cálculo, y por último la relación de rigideces entre la viga y columna, obteniéndose así sección mínima de este elemento.

### **4. Aplicación de Método Dinámico Espacial**

Se evaluará la estructura en cuanto a la presencia de irregularidades ya sea en planta o en elevación.

Se utilizará como herramienta el software ETABS v.9.5.

Se tomará en cuenta los siguientes aspectos que dan inicio a la aplicación del método:

- Rigidez del Diafragma:

En los métodos de análisis dados en la Norma COVENIN 1756-2001:

Se presupone que los pisos, techos y sus conexiones actúan como diafragmas indeformables en su plano, y están diseñados para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos. Si los diafragmas no poseen la rigidez necesaria deberá considerarse su flexibilidad en el análisis y diseño.

- Porcentaje de las acciones variables establecidas en la Norma COVENIN 2002-88:

Edificaciones donde pueda haber concentración de público, más de unas 200 personas, tales como: educacionales, comerciales, cines e industrias, así como escaleras y vías de escape: cincuenta por ciento (50%) de la carga variable de servicio.

- Espectro de Diseño

Se determinará cumpliendo con los parámetros que establece la norma COVENIN 1756-2001.

- Combinaciones de Diseño

Se asignaran los casos de cargas correspondientes con las especificaciones de la norma COVENIN 1753-2006.

- Procedimiento de carga por pórtico y por nivel:

Se procede a cargar los pórticos con los valores para la carga viva y carga permanente, que se obtiene del estudio de las losas las cuales transmiten diferentes reacciones en los puntos en los que se apoyan a la viga a diseñar, éstas son transmitidas en forma de Kg/m para poder llevar a cabo el diseño mediante estas fuerzas. Sobre el pórtico B se apoyan una serie de losas y de cada una se obtienen una carga permanente y viva,

tomándose valores representativos para ciertos tramos de la viga, para así obtener un diseño más óptimo. Se obtuvieron entonces diferentes cargas distribuidas para carga permanente y carga variable.

Inicialmente se asignarán al modelo las secciones determinadas en la etapa de predimensionado, seguidamente se realizará un ajuste de las mismas en base a los chequeos requeridos por las normas COVENIN 1753-2006 (Cap. 18) y COVENIN MINDUR 1756-2001, de forma que se encuentren dentro de los valores permisibles, garantizando el buen comportamiento sismorresistente del modelo de la estación.

Se procederá con el detallado de las vigas y columnas.

- Fundaciones

Los componentes estructurales de las fundaciones serán diseñados respetando los requerimientos establecidos en la norma COVENIN 1753-2006 y COVENIN MINDUR 1756-2001:

Acto seguido se elige el tipo de fundación, tomándose en cuenta el estudio geotécnico suministrado para el policlínico Bejuma, se optará por fundaciones superficiales (Zapatatas).

Se comenzará el diseño de las fundaciones (zapata, pedestal y viga de riostra) a partir del esfuerzo admisible y de la carga de diseño más desfavorable proveniente de la estructura, para introducirse en el software SAFE v.12 para su respectivo análisis.

Finalmente se continuará con el detallado de las fundaciones.

- Corrección Cortante Basal:

El corte basal  $V_o$  deberá compararse con el calculado según la Sección 9.3.1 (COVENIN 1756-2001) con un período  $T = 1.6 T_a$ , el cual se denota aquí por  $V_o^*$ . Cuando  $V_o$  sea menor que  $V_o^*$  los valores para el diseño deberán multiplicarse por  $V_o^* / V_o$ ).

## **5. Modelo de Escalera Externa de Estación de Bomberos:**

Se estimarán las cargas que actúan sobre la losa de techo y la losa de escalones, que conforman la escalera externa para el entrenamiento del cuerpo de bomberos.

Posteriormente se hará el modelado en los software ETABS v.9.5 y SAFE v.12 que dan continuidad a la aplicación del método dinámico espacial y diseño de fundaciones respectivamente, como es mencionado en líneas anteriores.

## CAPITULO IV

### PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### ***Fase 1: Definir el Proyecto Arquitectónico y Geotécnico.***

En primer lugar el Jefe de Bomberos Cmte. Gustavo Sequera hace entrega de un plano de Arquitectura (Ver Plano A-1) de los espacios que comprenden la estructura, además de un estudio Geotécnico correspondiente a una edificación cercana al lugar, la cual sirve de referencia.

Se toma la decisión de eliminar algunos ejes de columnas, debido a que sus luces eran muy pequeñas resultando innecesarios; luego se desplazan los ejes centrales de columnas, con el fin de obtener una mejor simetría, sin que se comprometa la arquitectura original, en consecuencia se tiene el plano de arquitectura definitivo para realizar los cálculos pertinentes (Ver Plano A-2).

#### ***Fase 2: Diseño de Elementos Estructurales Mediante el Uso del Método Dinámico Espacial.***

##### **1. Losas**

- Losas nervadas para el entrepiso y techo.
- De la siguiente tabla se determinan los espesores mínimos normativos, estos valores se toman como  $h = 25\text{cm}$  para la losa de entrepiso y  $h = 20\text{ cm}$  para la losa de techo.

**TABLA 9.6.1 ALTURA MÍNIMA DE VIGAS O ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS, A MENOS QUE SE CALCULEN LAS FLECHAS**

MIEMBROS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Miembros que no soportan ni están unidos a componentes no estructurales susceptibles de ser dañados por grandes flechas			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o Losas con nervios en una sola dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

**Figura 64:** Altura mínima de losas.

**Fuente:** Norma COVENIN 1753-2006.

### Determinación de Cargas:

(Valores tomados de la norma de acciones mínimas COVENIN MINDUR 2002-88)

### ***Losa de Entrepiso:***

- Peso propio:

(Tabla 4.3 Pesos Unitarios probables de Elementos Constructivos, continuación).

Losas Nervadas	Espesor total cm	Peso kgf/m <sup>2</sup>
3.3.1 Armadas en una dirección	20	270
	25	315
	30	360
	35	415
3.3.2 Armadas en dos direcciones	20	315
	25	375
	30	470
	35	510

**Figura 65:** Pesos unitarios de elementos constructivos.

**Fuente:** Norma COVENIN 2002-88.

- Revestimiento:

Granito artificial con un espesor total de 5 cm: 100 kg/m<sup>2</sup>

- Cielo Raso:

Cielos rasos colgantes de paneles livianos: 20 kg/ m<sup>2</sup>

- Tabiquería:

**Tabla 5:** Cálculo de carga por tabiquería.

Paño	Área m <sup>2</sup>	ML para h=3.20m	ML para h=0.40m
A	25.83	4.6	
B	15.38	2.89	
C	28.23	5.96	3.58
D	23.93	5.73	3.46
E	28.23	5.17	3.58
F	23.94	7.31	
G	23.94	0.85	
H	23.94	4.01	
I	23.94	4.01	
J	23.94	6.87	
K	23.94	6.56	
L	28.23	1.12	3.58
M	23.93	1.12	3.46
N	28.16	4	3.58
O	23.94	8.44	
P	25.83	8.44	
Área total=	395.33	77.08	21.24

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

Área de Cálculo:  $Ac = \sum ML \cdot h$

$$Ac = 255.152 \text{ m}^2$$

1. TABIQUES Y PAREDES DE MAMPOSTERIA		Sin frisar	Frisados por ambas caras
	Esesor cm	kgf/m <sup>2</sup>	kgf/m <sup>2</sup>
1.1	Bloques de arcilla	10	180
		15	230
		20	280
1..2	Bloques de concreto	10	210
		15	270
		20	330

**Figura 66:** Tabiques y mampostería.

**Fuente:** COVENIN MINDUR 2002-88.

Peso de Tabiquería= Ac \* Peso Unitario

Peso Tabiquería= 68891.04 kg

Carga por Tabiquería=Peso Tabiquería / Área Total

Carga por Tabiquería = 174.2621 kg/m<sup>2</sup>

- CP (carga permanente):

CP = PESO PROPIO + REVESTIMIENTO + CIELO RASO + TABIQUERIA

**CP=610 Kg/m<sup>2</sup>**

- CV (Carga viva):

De la norma de acciones mínimas COVENIN MINDUR 2002-88, se obtiene el valor de la carga variable o carga viva:

**TABLA 5.1 MÍNIMAS CARGAS DISTRIBUIDAS VARIABLES SOBRE ENTREPISOS kgf/m<sup>2</sup>**

USOS DE LA EDIFICACION	AMBIENTES													TECHOS		
	A. AREAS PUBLICAS parques, comedores, vestuarios, salas de estar	B. AREAS PRIVADAS oficinas, salas, guardabos, cocinas, lavanderías, servicios y mantenimiento (1)	C. AREAS CON ASIENTOS FIJOS	D. AREAS CON ASIENTOS MOVILES, SALONES DE FIESTA	E. AZOTEAS O TERRAZAS (2) y (3)	F. BALCONES con L>120 (3) y (4)	G. BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y SIMILARES	H. ESCALERAS Y ESCALERAS DE ESCAPE (3)	I. ESCENARIOS PLATAFORMAS Y ZONAS DE EXPOSICIONES	J. ESTACIONAMIENTOS	K. HABITACIONES PASILLO INTERNO, CAMERINOS, VESTIBULOS, ESTUDIOS DE RADIO Y TV, CELDAS	L. AREAS CON CARGAS LIVIANAS DE MAQUINAS	M. AREAS CON CARGAS MEDIANAS DE MAQUINAS	N. DEPOSITOS EN GENERAL	CP ≤ 50 kgf/m <sup>2</sup>	CP > 50 kgf/m <sup>2</sup>
1. VIVIENDAS UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES	300			500	100	300		300		(6)	175					
HOTELES, MOTELS, CLUBES	300	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
2. EDIFICACIONES EDUCACIONALES ESCUELAS, LICIOS, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS TECNICOS Y SIMILARES	400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8)		
3. LUGARES DE CONCENTRACION PUBLICA TEATROS, CINES, RESTAURANTES, LUGARES DE CULTO, MUSEOS, BIBLIOTECAS, ESTUDIOS, TRIBUNAS, GIMNASIO, ETC.	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600		(8y9)		
4. EDIFICACIONES INSTITUCIONALES: MEDICO ASISTENCIALES, CUARTELES CARCELES, CONVENTOS Y MONASTE- RIOS, MINISTERIOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
5. EDIFICACIONES COMERCIALES: ALMACENES COMERCIALES, TIENDAS, SUPERMERCADOS, LOCALES, OFICINAS Y BANCOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8y9)		
6. EDIFICACIONES PARA TRANSPORTE Y DEPOSITOS ESTACIONAMIENTOS, DEPOSITOS DE MERCANCIA LIVIANA, FRIGORIFICOS, MORQUE	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8y9)		
7. EDIFICACIONES INDUSTRIALES: TALLERES, IMPRENTAS ESTUDIOS DE RADIO, CINE Y TV	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)		
8. CONSTRUCCIONES VARIAS: HELIPUERTOS (1), PUESTOS PEATONALES, TERMINALES DE PASAJEROS	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8)		
Techo con pendiente <math>1/3\%</math> : 100 kgf/m <sup>2</sup> (10)															40 kgf/m <sup>2</sup>	
Techo con pendiente <math>1/3\%</math> : 50 kgf/m <sup>2</sup>															15% : 100 kgf/m <sup>2</sup> 13% : 50 kgf/m <sup>2</sup>	

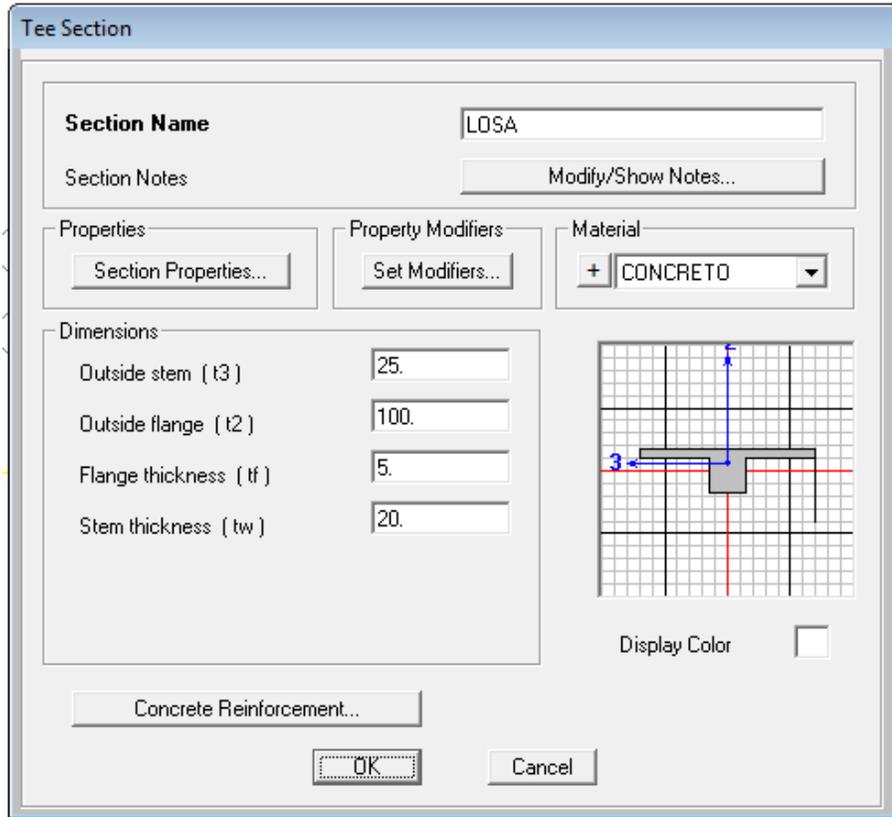
Figura 67: Carga mínima variable.

Fuente: COVENIN MINDUR 2002-88.

$CV = 250 \text{ Kg/m}^2$

Haciendo uso del SAP 2000 V.14 se procede a modelar las losas tal como se muestra en el ejemplo:

- Sección de la Losa de Entrepiso:

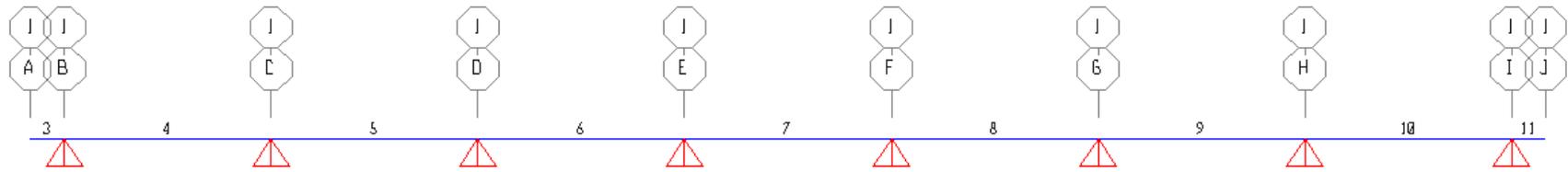


**Figura 68:** Sección de losa de entrepiso.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Combinaciones de Carga:
  1. 1.4CP
  2. 1.2CP+1.6CV

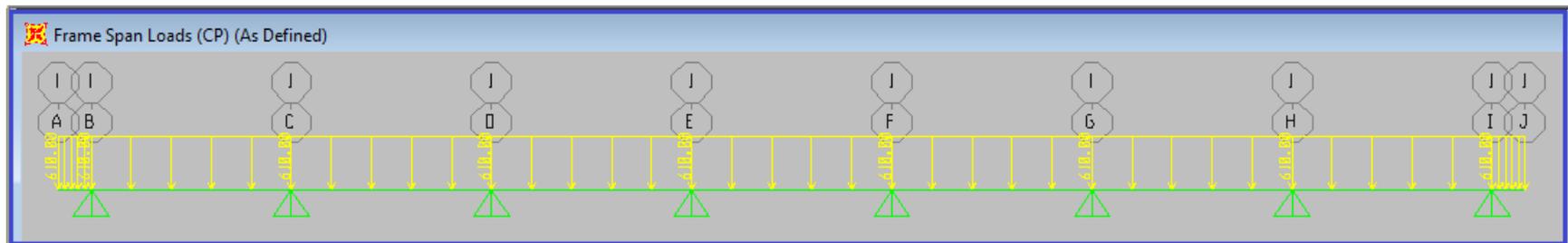
## Losas de Entrepiso # 1



**Figura 69:** Esquema de losa de entrepiso.

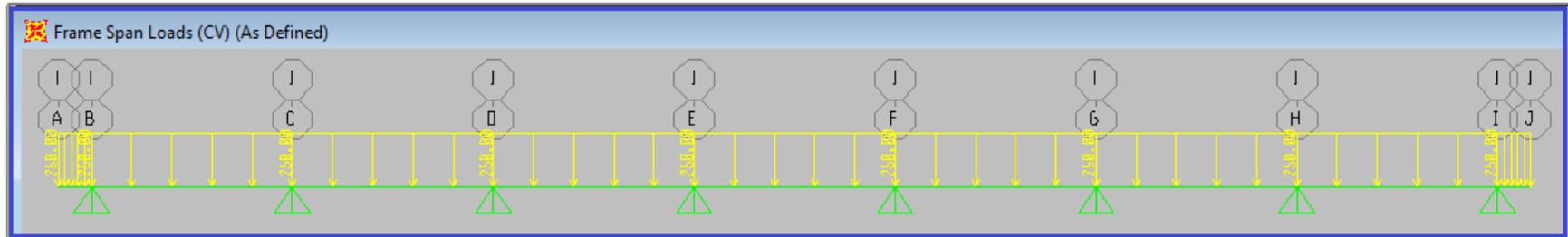
**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Cargas en kg/m por CP y CV :



**Figura 70:** Carga permanente sobre losa de entrepiso.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 71:** Carga variable sobre losa de entrespiso.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

**Tabla 6:** Áreas de acero de losa de entrespiso:

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003							
Frame	DesignSect	DesignType	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
3	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	5.781E-16	1.2CP+1.6CV	6.754E-16
3	LOSA	Beam	8.25	1.2CP+1.6CV	0.099	1.2CP+1.6CV	0.0989
3	LOSA	Beam	16.5	1.2CP+1.6CV	0.099	1.2CP+1.6CV	0.0989
3	LOSA	Beam	24.75	1.2CP+1.6CV	0.099	1.2CP+1.6CV	0.0989
3	LOSA	Beam	33	1.2CP+1.6CV	0.099	1.2CP+1.6CV	0.0989
3	LOSA	Beam	41.25	1.2CP+1.6CV	0.1548	1.2CP+1.6CV	0.0989
3	LOSA	Beam	49.5	1.2CP+1.6CV	0.2232	1.2CP+1.6CV	0.0989
3	LOSA	Beam	57.75	1.2CP+1.6CV	0.3042	1.2CP+1.6CV	0.0989

<b>TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003</b>							
<b>Frame</b>	<b>DesignSect</b>	<b>DesignType</b>	<b>Location</b>	<b>FTopCombo</b>	<b>FTopArea</b>	<b>FBotCombo</b>	<b>FBotArea</b>
Text	Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
3	LOSA	Beam	66	1.2CP+1.6CV	0.398	1.2CP+1.6CV	0.1978
4	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	0.398	1.2CP+1.6CV	0.1978
4	LOSA	Beam	50	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	0.9887
4	LOSA	Beam	100	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.4731
4	LOSA	Beam	150	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.6826
4	LOSA	Beam	200	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.6826
4	LOSA	Beam	250	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.4731
4	LOSA	Beam	300	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	0.9889
4	LOSA	Beam	350	1.2CP+1.6CV	1.0648	1.2CP+1.6CV	0.7402
4	LOSA	Beam	400	1.2CP+1.6CV	2.338	1.2CP+1.6CV	1.4731
5	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	2.338	1.2CP+1.6CV	1.4731
5	LOSA	Beam	50	1.2CP+1.6CV	1.3104	1.2CP+1.6CV	0.7402
5	LOSA	Beam	100	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	0.7402
5	LOSA	Beam	150	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.3617
5	LOSA	Beam	200	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.4731
5	LOSA	Beam	250	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.4714
5	LOSA	Beam	300	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	0.9007
5	LOSA	Beam	350	1.2CP+1.6CV	0.7879	1.2CP+1.6CV	0.7402
5	LOSA	Beam	400	1.2CP+1.6CV	1.7825	1.2CP+1.6CV	1.1452
6	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	1.7825	1.2CP+1.6CV	1.1452

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003							
Frame	DesignSect	DesignType	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
6	LOSA	Beam	50	1.2CP+1.6CV	0.723	1.2CP+1.6CV	0.6131
6	LOSA	Beam	100	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	0.9831
6	LOSA	Beam	150	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
6	LOSA	Beam	200	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
6	LOSA	Beam	250	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
6	LOSA	Beam	300	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	0.9291
6	LOSA	Beam	350	1.2CP+1.6CV	0.8507	1.2CP+1.6CV	0.6131
6	LOSA	Beam	400	1.2CP+1.6CV	1.9182	1.2CP+1.6CV	1.2288
7	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	1.9182	1.2CP+1.6CV	1.2288
7	LOSA	Beam	50	1.2CP+1.6CV	0.8721	1.2CP+1.6CV	0.6131
7	LOSA	Beam	100	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	0.9021
7	LOSA	Beam	150	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
7	LOSA	Beam	200	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
7	LOSA	Beam	250	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
7	LOSA	Beam	300	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	0.9021
7	LOSA	Beam	350	1.2CP+1.6CV	0.8721	1.2CP+1.6CV	0.6131
7	LOSA	Beam	400	1.2CP+1.6CV	1.9182	1.2CP+1.6CV	1.2288
8	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	1.9182	1.2CP+1.6CV	1.2288
8	LOSA	Beam	50	1.2CP+1.6CV	0.8507	1.2CP+1.6CV	0.6131
8	LOSA	Beam	100	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	0.9291

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003							
Frame	DesignSect	DesignType	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
8	LOSA	Beam	150	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
8	LOSA	Beam	200	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
8	LOSA	Beam	250	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	1.4731
8	LOSA	Beam	300	1.2CP+1.6CV	0.6183	1.2CP+1.6CV	0.9831
8	LOSA	Beam	350	1.2CP+1.6CV	0.723	1.2CP+1.6CV	0.6131
8	LOSA	Beam	400	1.2CP+1.6CV	1.7825	1.2CP+1.6CV	1.1452
9	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	1.7825	1.2CP+1.6CV	1.1452
9	LOSA	Beam	50	1.2CP+1.6CV	0.7879	1.2CP+1.6CV	0.7402
9	LOSA	Beam	100	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	0.9007
9	LOSA	Beam	150	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.4714
9	LOSA	Beam	200	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.4731
9	LOSA	Beam	250	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.3617
9	LOSA	Beam	300	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	0.7402
9	LOSA	Beam	350	1.2CP+1.6CV	1.3104	1.2CP+1.6CV	0.7402
9	LOSA	Beam	400	1.2CP+1.6CV	2.338	1.2CP+1.6CV	1.4731
10	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	2.338	1.2CP+1.6CV	1.4731
10	LOSA	Beam	50	1.2CP+1.6CV	1.0648	1.2CP+1.6CV	0.7402
10	LOSA	Beam	100	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	0.9889
10	LOSA	Beam	150	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.4731
10	LOSA	Beam	200	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.6826

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003							
Frame	DesignSect	DesignType	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
10	LOSA	Beam	250	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.6826
10	LOSA	Beam	300	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	1.4731
10	LOSA	Beam	350	1.2CP+1.6CV	0.7478	1.2CP+1.6CV	0.9887
10	LOSA	Beam	400	1.2CP+1.6CV	0.398	1.2CP+1.6CV	0.1978
11	LOSA	Beam	0	1.2CP+1.6CV	0.398	1.2CP+1.6CV	0.1978
11	LOSA	Beam	8.25	1.2CP+1.6CV	0.3042	1.2CP+1.6CV	0.0989
11	LOSA	Beam	16.5	1.2CP+1.6CV	0.2232	1.2CP+1.6CV	0.0989
11	LOSA	Beam	24.75	1.2CP+1.6CV	0.1548	1.2CP+1.6CV	0.0989
11	LOSA	Beam	33	1.2CP+1.6CV	0.099	1.2CP+1.6CV	0.0989
11	LOSA	Beam	41.25	1.2CP+1.6CV	0.099	1.2CP+1.6CV	0.0989
11	LOSA	Beam	49.5	1.2CP+1.6CV	0.099	1.2CP+1.6CV	0.0989
11	LOSA	Beam	57.75	1.2CP+1.6CV	0.099	1.2CP+1.6CV	0.0989
11	LOSA	Beam	66	1.4CP	8.596E-16	1.4CP	1.004E-15

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

NOTA “Los valores correspondientes a las áreas de acero deben ser divididos entre dos, puesto que se consideró una sección doble, con el fin de que las reacciones obtenidas fuesen las cargas ya en kg/m, que posteriormente se utilizaran en el modelado de la estructura”

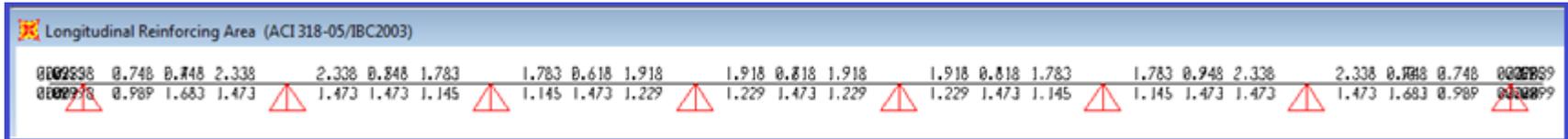


Figura 72: Acero requerido en la losa de entrepiso.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Cálculo de Acero Mínimo:

$$A_{s_{min}(+)} = \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

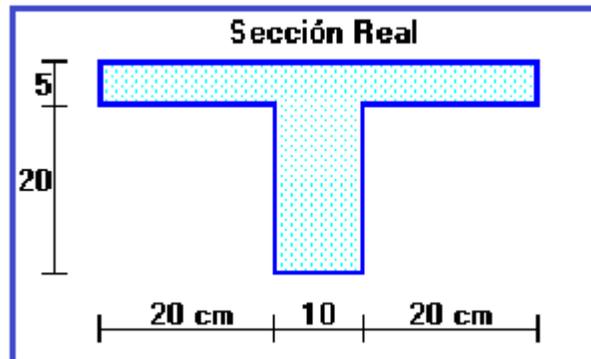
$$A_{s_{min}(-)} = \frac{14}{f_y} * 2b_w * d$$

Donde:

$f_y=4200\text{kg/cm}^2$  (esfuerzo de fluencia del acero)

$d=22\text{cm}$  (altura útil)

$b_w=10\text{cm}$



**Figura 73:** Sección transversal de losa de entrepiso.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

$A_{s_{min}(+)}= 0.73 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  As Distribuido= 1  $\Phi$  1/2" ( $A_s=1.27 \text{ cm}^2$ )

$A_{s_{min}(-)}= 1.47 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  As Distribuido= 2  $\Phi$  1/2" ( $A_s=2.53 \text{ cm}^2$ )

- Chequeo por Corte:

$V_u < \phi V_c$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

Vu: corte último

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003			
File			
Shear Reinforcement for Shear, U2			
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc
	8.370E-05	1184.393	1383.513

**Figura 74:** Verificación de Corte en losa de entrepiso.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Acero por Retracción y temperatura:

$$A_{s_{ret \ y \ \Delta t}} = 0.0018 B H = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{colocado}} = 1 \Phi \ 3/8'' \rightarrow @ \ .30$$

- Lmacizado = Lmin = 10cm

(Art 8.10.2.1 (c) Norma COVENIN 1753-2006)

- Empalme:

$$\frac{A_{s_{colocado}}}{A_{s_{requerido}}} \geq 2 \rightarrow \text{Empalme Clase A}$$

Se cumple por lo tanto Lempalme = Ld (Longitud de desarrollo)

(Ec 12-1 Norma COVENIN 1753-2006)

$$L_d = \left[ 0,283 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\frac{c_d + K_{tr}}{d_b}} \right] d_b$$

con las siguientes limitaciones:

$$\alpha \beta < 1,7 \qquad \frac{c_d + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5$$

$L_d (\Phi \frac{1}{2}) = 32.33 \text{ cm} \rightarrow \text{Lempalme} = 35 \text{ cm}$

- Detalle del Armado del Acero de Refuerzo:
  - El As (-) se coloca a L/3 medidos desde el eje del apoyo.
  - Los empalmes se colocan a una distancia L/3 del tramo donde se requiera.
  - Longitud de cabilla  $\rightarrow 12\text{m}$ .
  - Longitud del gancho:
    - $16 \Phi \frac{1}{2} = 20.32 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$

(Ver Plano E-1)

**Losa de Techo:**

- Peso propio:

Véase tabla 4.3 COVENIN MINDUR 2002-88

- Cielo Raso:

Cielos rasos colgantes de paneles livianos  $\rightarrow 20 \text{ kg/ m}^2$

- Pendiente igual o menor del 15 %  $\rightarrow 100 \text{ kg/m}^2$
- Impermeabilizaciones 4mm  $\rightarrow 4 \text{ kg/m}^2$

- CP (carga permanente):

CP = PESO PROPIO + CIELO RASO + PENDIENTE + IMPERMEABILIZACION

$$\text{CP}=394\text{Kg/m}^2$$

De la norma de acciones mínimas COVENIN MINDUR 2002-88, se obtiene CV (carga viva):

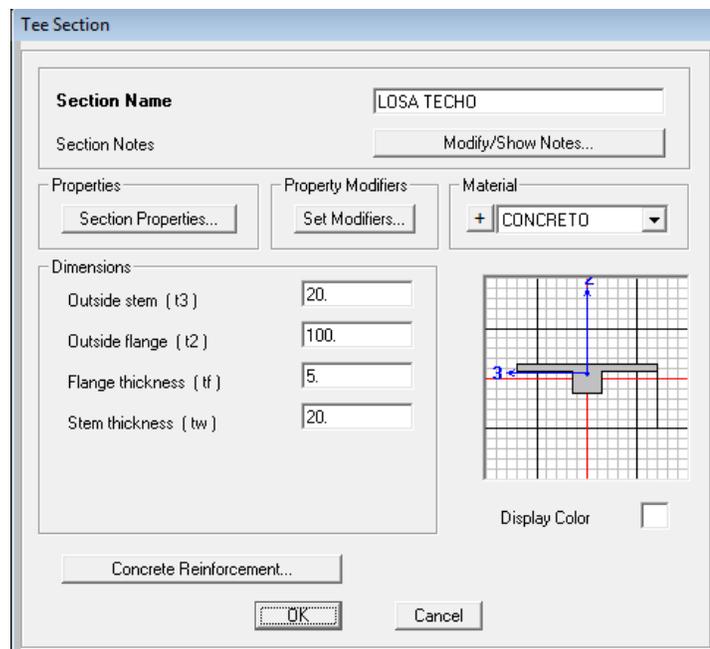
Véase figura 67.

- CV (carga viva):

$$\text{CV}=100 \text{ Kg/m}^2$$

Haciendo uso del SAP 2000 V.14 se procede a modelar las losas tal como se muestra:

- Sección de la Losa de Techo:



**Figura 75:** Sección de losa de techo.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Combinaciones de Carga:
  1.  $1.4CP$
  2.  $1.2CP+1.6CV$

## Losas de Techo # 1

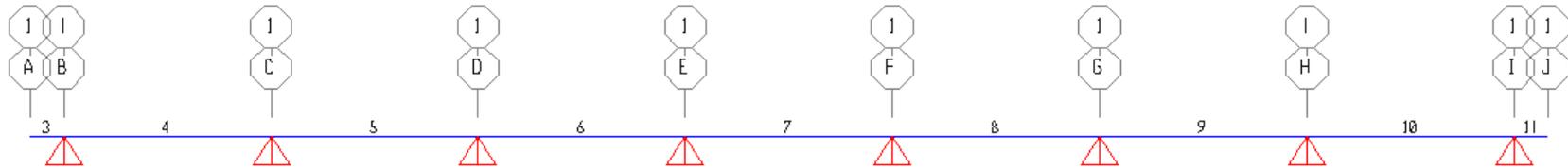


Figura 76: Esquema de losa de techo.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Cargas en kg/m por CP y CV :

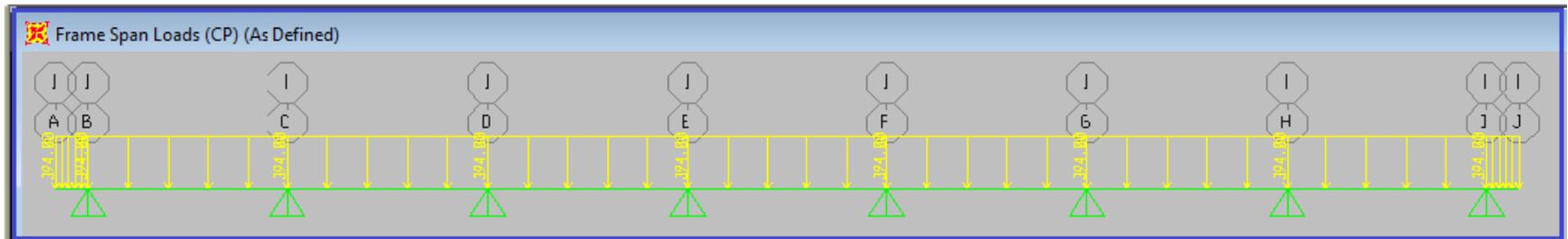
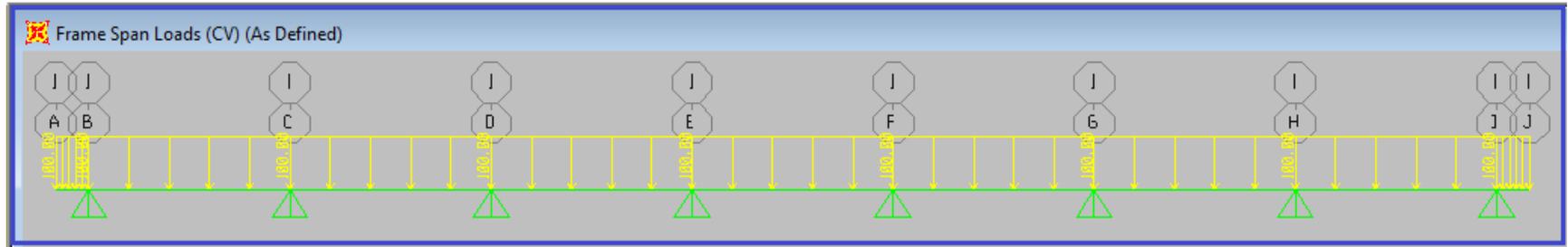


Figura 77: Carga permanente sobre losa de techo.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 78:** Carga variable sobre losa de techo.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

**Tabla 7:** Áreas de acero de losa de techo:

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003						
Frame	DesignSect	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
3	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	1.19E-16	1.2CP+1.6CV	1.15E-16
3	LOSA TECHO	33	1.2CP+1.6CV	0.0716	1.2CP+1.6CV	0.0715
3	LOSA TECHO	66	1.2CP+1.6CV	0.2878	1.2CP+1.6CV	0.1431
4	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	0.2878	1.2CP+1.6CV	0.1431
4	LOSA TECHO	50	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.6916
4	LOSA TECHO	100	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.1383
4	LOSA TECHO	150	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.1883
4	LOSA TECHO	200	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.1736

<b>TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003</b>						
<b>Frame</b>	<b>DesignSect</b>	<b>Location</b>	<b>FTopCombo</b>	<b>FTopArea</b>	<b>FBotCombo</b>	<b>FBotArea</b>
Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
4	LOSA TECHO	250	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.1383
4	LOSA TECHO	300	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.5946
4	LOSA TECHO	350	1.2CP+1.6CV	0.7713	1.2CP+1.6CV	0.5359
4	LOSA TECHO	400	1.2CP+1.6CV	1.6868	1.2CP+1.6CV	1.0744
5	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	1.6868	1.2CP+1.6CV	1.0744
5	LOSA TECHO	50	1.2CP+1.6CV	0.9484	1.2CP+1.6CV	0.5359
5	LOSA TECHO	100	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.5359
5	LOSA TECHO	150	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.8485
5	LOSA TECHO	200	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.0496
5	LOSA TECHO	250	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.9406
5	LOSA TECHO	300	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.5359
5	LOSA TECHO	350	1.2CP+1.6CV	0.5688	1.2CP+1.6CV	0.5359
5	LOSA TECHO	400	1.2CP+1.6CV	1.2851	1.2CP+1.6CV	0.8277
6	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	1.2851	1.2CP+1.6CV	0.8277
6	LOSA TECHO	50	1.2CP+1.6CV	0.5217	1.2CP+1.6CV	0.4435
6	LOSA TECHO	100	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	0.5915
6	LOSA TECHO	150	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	1.0446
6	LOSA TECHO	200	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	1.1383
6	LOSA TECHO	250	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	1.0218
6	LOSA TECHO	300	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	0.5459

<b>TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003</b>						
<b>Frame</b>	<b>DesignSect</b>	<b>Location</b>	<b>FTopCombo</b>	<b>FTopArea</b>	<b>FBotCombo</b>	<b>FBotArea</b>
Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
6	LOSA TECHO	350	1.2CP+1.6CV	0.615	1.2CP+1.6CV	0.4435
6	LOSA TECHO	400	1.2CP+1.6CV	1.3837	1.2CP+1.6CV	0.8888
7	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	1.3837	1.2CP+1.6CV	0.8888
7	LOSA TECHO	50	1.2CP+1.6CV	0.6306	1.2CP+1.6CV	0.4435
7	LOSA TECHO	100	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	0.5232
7	LOSA TECHO	150	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	0.9875
7	LOSA TECHO	200	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	1.1383
7	LOSA TECHO	250	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	0.9875
7	LOSA TECHO	300	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	0.5232
7	LOSA TECHO	350	1.2CP+1.6CV	0.6306	1.2CP+1.6CV	0.4435
7	LOSA TECHO	400	1.2CP+1.6CV	1.3837	1.2CP+1.6CV	0.8888
8	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	1.3837	1.2CP+1.6CV	0.8888
8	LOSA TECHO	50	1.2CP+1.6CV	0.615	1.2CP+1.6CV	0.4435
8	LOSA TECHO	100	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	0.5459
8	LOSA TECHO	150	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	1.0218
8	LOSA TECHO	200	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	1.1383
8	LOSA TECHO	250	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	1.0446
8	LOSA TECHO	300	1.2CP+1.6CV	0.447	1.2CP+1.6CV	0.5915
8	LOSA TECHO	350	1.2CP+1.6CV	0.5217	1.2CP+1.6CV	0.4435
8	LOSA TECHO	400	1.2CP+1.6CV	1.2851	1.2CP+1.6CV	0.8277

<b>TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003</b>						
<b>Frame</b>	<b>DesignSect</b>	<b>Location</b>	<b>FTopCombo</b>	<b>FTopArea</b>	<b>FBotCombo</b>	<b>FBotArea</b>
Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
9	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	1.2851	1.2CP+1.6CV	0.8277
9	LOSA TECHO	50	1.2CP+1.6CV	0.5688	1.2CP+1.6CV	0.5359
9	LOSA TECHO	100	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.5359
9	LOSA TECHO	150	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.9406
9	LOSA TECHO	200	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.0496
9	LOSA TECHO	250	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.8485
9	LOSA TECHO	300	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.5359
9	LOSA TECHO	350	1.2CP+1.6CV	0.9484	1.2CP+1.6CV	0.5359
9	LOSA TECHO	400	1.2CP+1.6CV	1.6868	1.2CP+1.6CV	1.0744
10	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	1.6868	1.2CP+1.6CV	1.0744
10	LOSA TECHO	50	1.2CP+1.6CV	0.7713	1.2CP+1.6CV	0.5359
10	LOSA TECHO	100	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.5946
10	LOSA TECHO	150	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.1383
10	LOSA TECHO	200	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.1736
10	LOSA TECHO	250	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.1883
10	LOSA TECHO	300	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	1.1383
10	LOSA TECHO	350	1.2CP+1.6CV	0.5411	1.2CP+1.6CV	0.6916
10	LOSA TECHO	400	1.2CP+1.6CV	0.2878	1.2CP+1.6CV	0.1431
11	LOSA TECHO	0	1.2CP+1.6CV	0.2878	1.2CP+1.6CV	0.1431
11	LOSA TECHO	33	1.2CP+1.6CV	0.0716	1.2CP+1.6CV	0.0715

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003						
Frame	DesignSect	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
11	LOSA TECHO	66	1.2CP+1.6CV	4.37E-16	1.2CP+1.6CV	4.55E-16

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

NOTA “Los valores correspondientes a las áreas de acero deben ser divididos entre dos, puesto que se consideró una sección doble, con el fin de que las reacciones obtenidas fuesen las cargas ya en kg/m, que posteriormente se utilizaran en el modelado de la estructura”

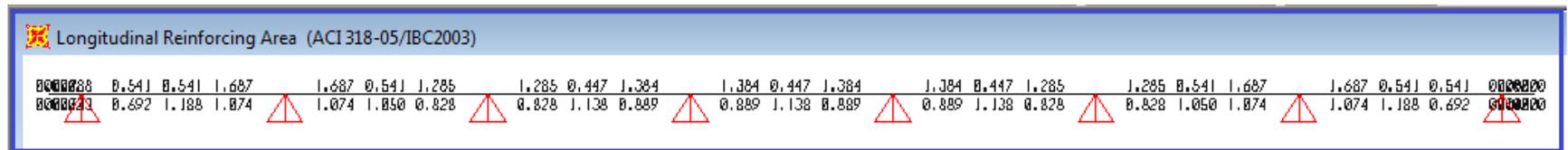


Figura 79: Acero requerido en la losa de techo.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Cálculo de Acero Mínimo:

$$A_{s_{min}(+)} = \frac{14}{f_y} * bw * d$$

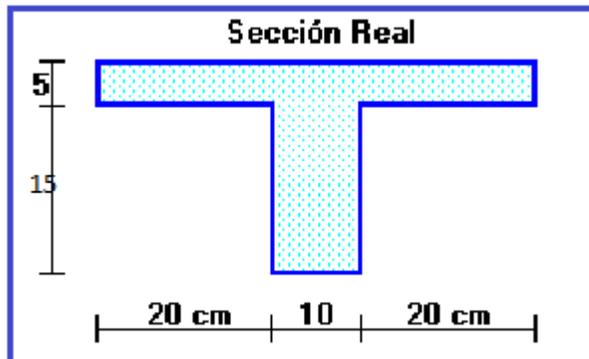
$$A_{s_{min}(-)} = \frac{14}{f_y} * 2bw * d$$

Donde:

$f_y=4200\text{kg/cm}^2$  (esfuerzo de fluencia del acero)

$d=17\text{cm}$  (altura útil)

$bw=10\text{cm}$



**Figura 80:** Sección transversal de losa de techo.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

$$A_{s_{min}(+)} = 0.57\text{cm}^2 \longrightarrow \text{As Distribuido} = 1 \Phi \frac{1}{2}'' \text{ (As}=1.27\text{ cm}^2\text{)}$$

$$A_{s_{min}(-)} = 1.13\text{ cm}^2 \longrightarrow \text{As Distribuido} = 1 \Phi \frac{1}{2}'' \text{ (As}=1.27\text{ cm}^2\text{)}$$

- Chequeo por Corte:

$$V_u < \phi V_c$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Vu: corte último

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003			
File			
Shear Reinforcement for Shear, U2			
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc
	0.008	640.106	1069.078

**Figura 81:** Verificación de corte en losa de techo.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Acero por Retracción y temperatura:

$$A_{s_{ret \text{ y } \Delta t}} = 0.0018 B H = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{colocado}} = 1 \Phi 3/8" \rightarrow @ .30$$

- Lmacizado = Lmin = 10cm

(Art 8.10.2.1 (c) Norma COVENIN 1753-2006)

- Empalme:

$$\frac{A_{s_{colocado}}}{A_{s_{requerido}}} \geq 2 \rightarrow \text{Empalme Clase A}$$

Se cumple por lo tanto Lempalme = Ld (Longitud de desarrollo)

(Ec 12-1 Norma COVENIN 1753-2006)

$$L_d = \left[ 0,283 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\frac{c_d + K_{tr}}{d_b}} \right] d_b$$

con las siguientes limitaciones:

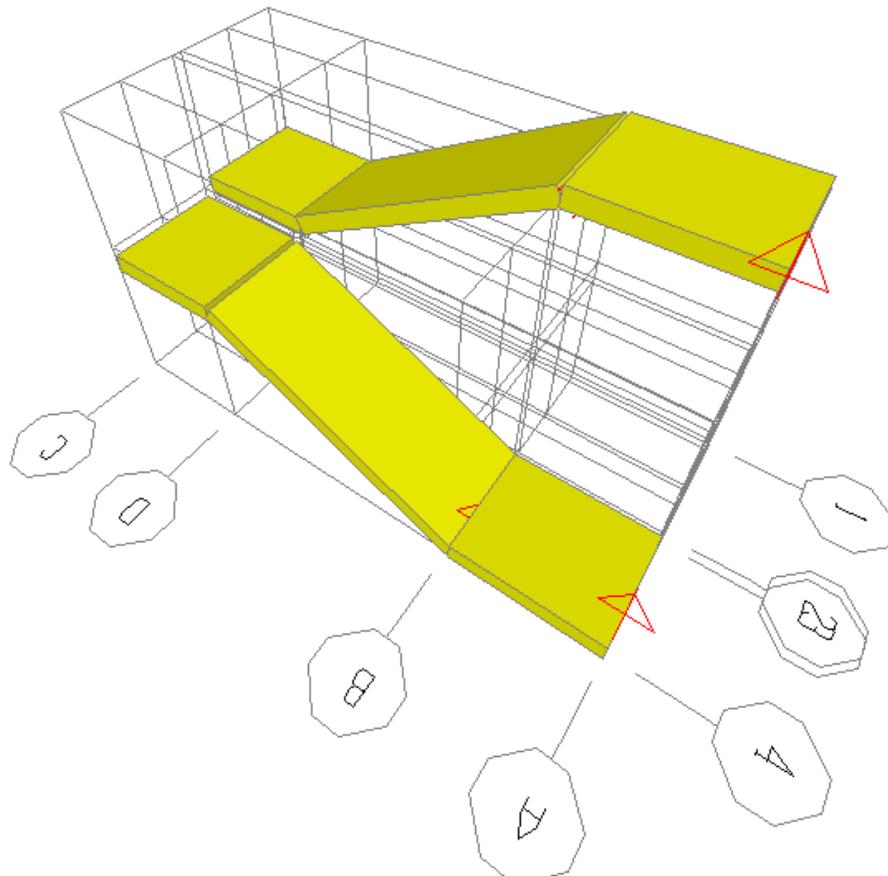
$$\alpha \beta < 1,7 \qquad \frac{c_d + K_{tr}}{d_b} \leq 2,5$$

$L_d (\Phi \frac{1}{2}) = 32.33 \text{ cm} \rightarrow \text{Lempalme} = 35 \text{ cm}$

- Detalle del Armado del Acero de Refuerzo:
  - El As (-) se coloca a L/3 medidos desde el eje del apoyo.
  - Los empalmes se colocan a una distancia L/3 del tramo donde se requiera.
  - Longitud de cabilla  $\rightarrow 12\text{m}$ .
  - Longitud del gancho:
    - $16 \Phi \frac{1}{2} = 20.32 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm}$

(Ver Plano E-# 1)

### **Losa de Escalera:**



**Figura 82:** Losa de escalera.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- **Peso Propio:**

$$P. P. = \gamma_{\text{CONCRETO}} * \text{espesor}$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Espesor} = 0.20\text{m}$$

$$P.P. = 500 \text{ Kg/m}^2$$

▪ **Peso de Escalones:**

Huella= 30cm

Contrahuella= 16cm

$$Peso\ esc = \left( \frac{huella * contrahuella}{2} \right) * 1m * \gamma_{concreto}$$

Peso esc= 60 Kg/Esc (1m de ancho)

Número de Esc por 1m de Ancho= 3,33

$$Peso\ esc \left( \frac{Kg}{m^2} \right) = (3,33\ esc/1m) * 60 \frac{Kg}{esc * 1m}$$

$$Peso\ esc \left( \frac{Kg}{m^2} \right) = 199,8 \rightarrow 200 \frac{Kg}{m^2}$$

▪ **Acabados:**

Granito artificial 5cm → 100Kg/m<sup>2</sup>

- CP (carga permanente):

CP = PESO PROPIO + PESO ESCALON + ACABADOS

<b>CP=800Kg/m<sup>2</sup></b>
-------------------------------

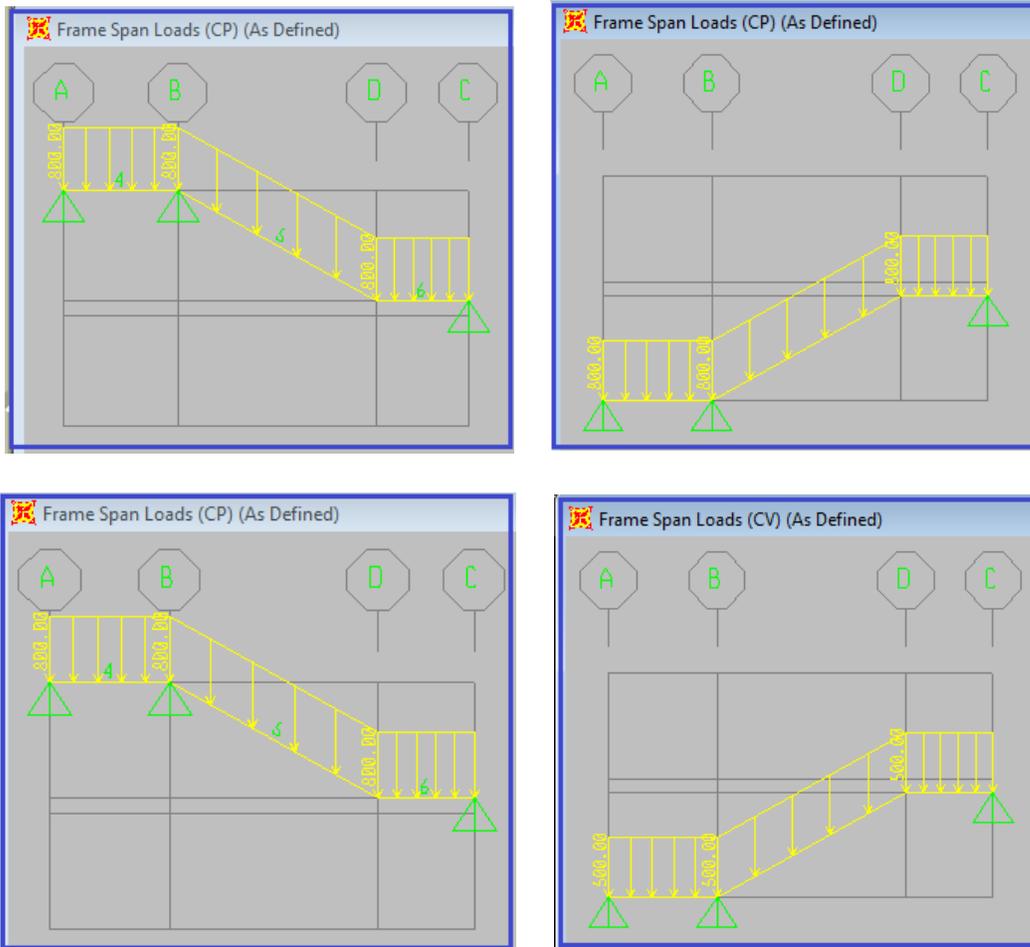
- CV (carga viva):

De la norma de acciones mínimas COVENIN MINDUR 2002-88, se obtiene carga viva o carga variable:

Véase figura 67.

<b>CV=500Kg/m<sup>2</sup></b>
-------------------------------

- Cargas en kg/m por CP y CV :



**Figura 83:** Carga permanente y variable sobre losa de escalera.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

**Tabla 8:** Áreas de acero de losa de escalera:

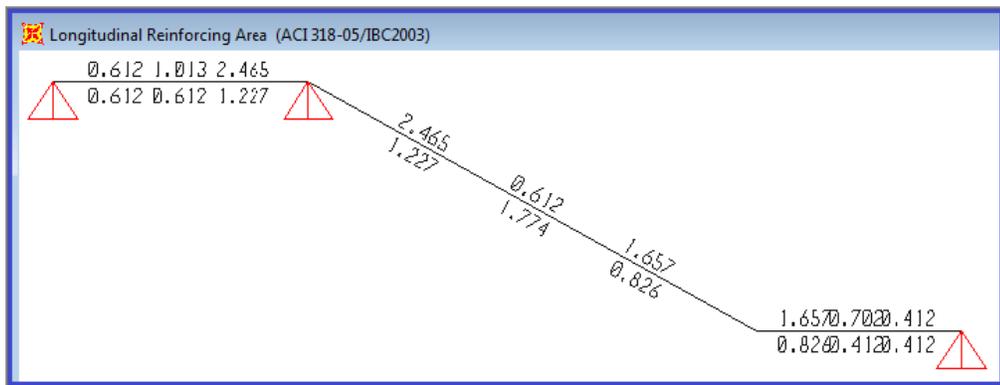
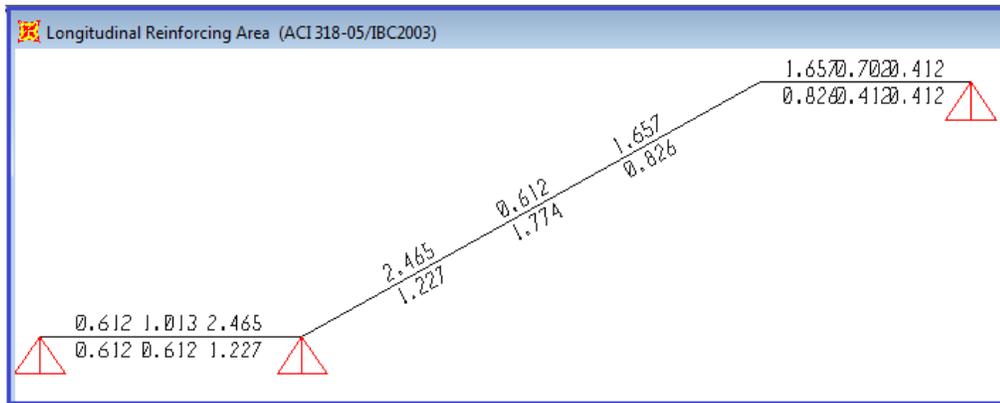
TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003						
Frame	DesignSect	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
1	LOSA ESC	0	1,4CP	1.044E-16	1,4CP	1.003E-16
1	LOSA ESC	19.375	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
1	LOSA ESC	38.75	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612

<b>TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003</b>						
<b>Frame</b>	<b>DesignSect</b>	<b>Location</b>	<b>FTopCombo</b>	<b>FTopArea</b>	<b>FBotCombo</b>	<b>FBotArea</b>
Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
1	LOSA ESC	58.125	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
1	LOSA ESC	77.5	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
1	LOSA ESC	96.875	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
1	LOSA ESC	116.25	1.2CP+1.6CV	1.0131	1.2CP+1.6CV	0.612
1	LOSA ESC	135.625	1.2CP+1.6CV	1.6675	1.2CP+1.6CV	0.612
1	LOSA ESC	155	1.2CP+1.6CV	2.4646	1.2CP+1.6CV	1.2267
2	LOSA ESC	0	1.2CP+1.6CV	2.4646	1.2CP+1.6CV	1.2267
2	LOSA ESC	38.609	1.2CP+1.6CV	0.6793	1.2CP+1.6CV	0.612
2	LOSA ESC	77.217	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.6129
2	LOSA ESC	115.826	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	1.4322
2	LOSA ESC	154.434	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	1.7736
2	LOSA ESC	193.043	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	1.6334
2	LOSA ESC	231.652	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	1.0132
2	LOSA ESC	270.26	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
2	LOSA ESC	308.869	1.2CP+1.6CV	1.6566	1.2CP+1.6CV	0.8258
3	LOSA ESC	0	1.2CP+1.6CV	1.6566	1.2CP+1.6CV	0.8258
3	LOSA ESC	15.625	1.2CP+1.6CV	1.1335	1.2CP+1.6CV	0.4123
3	LOSA ESC	31.25	1.2CP+1.6CV	0.7019	1.2CP+1.6CV	0.4123
3	LOSA ESC	46.875	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
3	LOSA ESC	62.5	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
3	LOSA ESC	78.125	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
3	LOSA ESC	93.75	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
3	LOSA ESC	109.375	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
3	LOSA ESC	125	1.2CP+1.6CV	2.009E-15	1.2CP+1.6CV	1.93E-15
4	LOSA ESC	0	1,4CP	1.044E-16	1,4CP	1.003E-16
4	LOSA ESC	19.375	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
4	LOSA ESC	38.75	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
4	LOSA ESC	58.125	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
4	LOSA ESC	77.5	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
4	LOSA ESC	96.875	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
4	LOSA ESC	116.25	1.2CP+1.6CV	1.0131	1.2CP+1.6CV	0.612

TABLE: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-05/IBC2003						
Frame	DesignSect	Location	FTopCombo	FTopArea	FBotCombo	FBotArea
Text	Text	cm	Text	cm2	Text	cm2
4	LOSA ESC	135.625	1.2CP+1.6CV	1.6675	1.2CP+1.6CV	0.612
4	LOSA ESC	155	1.2CP+1.6CV	2.4646	1.2CP+1.6CV	1.2267
5	LOSA ESC	0	1.2CP+1.6CV	2.4646	1.2CP+1.6CV	1.2267
5	LOSA ESC	38.609	1.2CP+1.6CV	0.6793	1.2CP+1.6CV	0.612
5	LOSA ESC	77.217	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.6129
5	LOSA ESC	115.826	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	1.4322
5	LOSA ESC	154.434	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	1.7736
5	LOSA ESC	193.043	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	1.6334
5	LOSA ESC	231.652	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	1.0132
5	LOSA ESC	270.26	1.2CP+1.6CV	0.612	1.2CP+1.6CV	0.612
5	LOSA ESC	308.869	1.2CP+1.6CV	1.6566	1.2CP+1.6CV	0.8258
6	LOSA ESC	0	1.2CP+1.6CV	1.6566	1.2CP+1.6CV	0.8258
6	LOSA ESC	15.625	1.2CP+1.6CV	1.1335	1.2CP+1.6CV	0.4123
6	LOSA ESC	31.25	1.2CP+1.6CV	0.7019	1.2CP+1.6CV	0.4123
6	LOSA ESC	46.875	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
6	LOSA ESC	62.5	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
6	LOSA ESC	78.125	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
6	LOSA ESC	93.75	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
6	LOSA ESC	109.375	1.2CP+1.6CV	0.4123	1.2CP+1.6CV	0.4123
6	LOSA ESC	125	1.2CP+1.6CV	2.009E-15	1.2CP+1.6CV	1.93E-15

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

LOSA ESC: sección transversal de losa de escalera.



**Figura 84:** Acero requerido en la losa de escalera.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Cálculo de Acero Mínimo:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s_{min}} = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Distribuido(+)} = 3.06 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{s \text{ Distribuido}} = 1 \Phi 3/8" @ 27 (A_s = 3.1 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s_{Distribuido(-)} = 3.06 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{s \text{ Distribuido}} = 1 \Phi 3/8" @ 27 (A_s = 3.1 \text{ cm}^2)$$

- Acero por Retracción y temperatura:

$$A_{s_{ret \text{ y } \Delta t}} = 0.0018 B H = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ colocado}} = 1 \Phi 3/8" \rightarrow @ .30$$

## 2. Predimensionado de Columnas

- Entrepiso (Losas h=25cm)

$$Carga\ de\ servicio = CP + CV$$

Donde:

$$CP = CP_{losa} + Peso\ propio_{vigas} + Peso\ propio_{columnas}$$

$$Peso\ propio_{vigas} = 150\ Kg/m^2$$

$$Peso\ propio_{columnas} = 100\ Kg/m^2$$

$$\boxed{CP=860Kg/m^2}$$

$$CV = Carga\ viva\ de\ losa$$

$$\boxed{CV=250Kg/m^2}$$

$$\boxed{CS_{Entrepiso} = 1110\ Kg/m^2}$$

- Techo (Losas h=20cm)

$$Carga\ de\ servicio = CP + CV$$

Donde:

$$CP = CP_{losa} + Peso\ propio_{vigas} + Peso\ propio_{columnas}$$

$$Peso\ propio_{vigas} = 150\ Kg/m^2$$

$$Peso\ propio_{columnas} = 100\ Kg/m^2$$

$$CV = Carga\ viva\ de\ losa$$

$$\boxed{CP=644Kg/m^2}$$

$$CV=100\text{Kg/m}^2$$

$$CS_{\text{Techo}}= 744 \text{ Kg/m}^2$$

Área Tributaria Columna Lateral más Desfavorable → Posición A2: 12,21m<sup>2</sup>

Área Tributaria Columna Central más Desfavorable → Posición B2: 24,42m<sup>2</sup>

Área Tributaria Columna Esquinera más Desfavorable → Posición A1:  
6.26m<sup>2</sup>

$$P_{\text{servicio}_{\text{columna}}} = CS_{\text{entrp}} * \text{Atrib} * N^{\circ} \text{ niveles} + \text{Atrib} * CS_{\text{techo}}$$

$$P_{\text{servicio}_{\text{col lateral}}} = 22637,34 \text{ Kg} \rightarrow 23000\text{Kg}$$

$$P_{\text{servicio}_{\text{col central}}} = 45274,68 \text{ Kg} \rightarrow 46000\text{Kg}$$

$$P_{\text{servicio}_{\text{col esquinera}}} = 11606,04 \text{ Kg} \rightarrow 12000\text{Kg}$$

$$\text{Área}_{\text{sección}} = \frac{P_{\text{serv}_{\text{col}}}}{\alpha_{\text{col}} * f'c}$$

Se asume una sección cuadrada (BxB) para todas las columnas de los niveles techo y entrepiso, debido a que la arquitectura definida en planta es bastante regular en cuanto a sus dimensiones de largo y ancho.

**Tabla 9:** Factor de Reducción de Resistencia.

Ubicación	$\alpha$
Esquinera	0.15
Central	0.30
Lateral	0.25

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

$$A_{\text{Col Lateral}} = 368\text{cm}^2 \rightarrow B=19,18 \text{ cm}$$

$$A_{\text{Col Central}} = 613,33 \text{ cm}^2 \rightarrow B = 24,74 \text{ cm}$$

$$A_{\text{Col Esquinera}} = 320 \text{ cm}^2 \rightarrow B = 17,89 \text{ cm}$$

Para efectos de predimensionado, se define una sección de columna (BxB) (30x30), cumpliendo con el  $B_{\text{min}} = 30 \text{ cm}$  según el cap. 18 de la norma COVENIN 1753-2006.

### 3. Predimensionado de Vigas

#### ▪ Viga de Carga

$$CP_{\text{Losas}} = 610 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV_{\text{Losas}} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$CS = CP + CV \rightarrow 860 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Para ancho trib} = 4 \text{ m} \rightarrow CS = 3440 \text{ Kg/m}$$

Luz de Cálculo para el predimensionado = 6,26 m.

$$FM = \frac{1.2CP + 1.6CV}{CP + CV}$$

$$FM = 1,32$$

$$Q_u = FM * Q_{CS}$$

$$Q_u = 4550 \text{ Kg/m}$$

✓ Momento Ultimo de Predimensionado:

$$M_u = \frac{Q_u * l^2}{12}$$

$$M_u = 14900 \text{ Kg/m}$$

✓ Área de Acero Requerida:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * J_u * F_y * d}$$

Donde:

- $\phi * J_u = 0,81$
- $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Recubrimiento = 6 cm
- Altura de Predimensionado:

$$h_{predim} = \frac{l}{10} - 10$$

$$h_{predim} = 52,6 \text{ cm} \rightarrow 55 \text{ cm}$$

$$b_{predim} = 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 8,94 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 3/4'' \text{ (} A_{s_{colocado}} = 11,10 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{F_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = 4,9 \text{ cm}^2 > A_{s_{colocado}}$$

Se tiene que la Viga de carga: (BxH) (30x55).

#### ▪ Viga Sismorresistente

Área de planta<sub>entrepiso</sub> = 857,57 m<sup>2</sup> → Medidos en arquitectura.

Área de planta<sub>techo</sub> = 697,51 m<sup>2</sup> → Medidos en arquitectura

$$CS_{entrepiso} = 1110 \text{ Kg/ m}^2$$

$$CS_{techo} = 744 \text{ Kg/ m}^2$$

$$\text{Peso estimado} = CS_{entrepiso} * \text{Área}_{entrepiso} + CS_{techo} * \text{Área}_{techo} \rightarrow Wt$$

Peso estimado= 1470,85 Ton → 1500 Ton.

✓ Coeficiente Lateral:

$$C = \frac{V_o}{W_t}$$

Donde:

$V_o$ : Cortante basal

$W_t$ : Peso estimado

Se asume  $C = 0,10 \rightarrow V_o = 150 \text{ Ton}$ .

✓ Deriva de Cálculo:

$$\int \text{calculo} = \frac{V_o * h_{entrepiso}}{12 * E} * \left( \frac{1}{\sum K_{col}} \right)$$

Donde:

▪ E: Módulo de elasticidad:

$$E = 15100 * \sqrt{f'c}$$

$$E = 238752 \text{ Kg/cm}^2$$

▪ Altura de entrepiso:

$$h_{entrepiso} = 3,20 \text{ m}$$

▪ Rigidez de la columna:

$$K_{col} = \frac{I_{col}}{l}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

$$\sum K_{col} = 10968,75 \text{ cm}^3$$

∫calculo= 0,001527

∫límite= 0,012 → Capítulo 10 de norma COVENIN MINDUR 1756-2001

✓ Criterio de Rigidez:

$$\sum K_{viga} = \frac{\sum K_{col}}{\frac{f_{lim}}{f_{calc}} - 1}$$

$\sum K_{viga} = 1599,28 \text{ cm}^3$

$$\sum K_{viga} = \left( \frac{\sum \frac{b * h^3}{12}}{l} \right)$$

h= 18,41cm

Se tiene que la viga sismorresistente: (BxH) (25x30)

#### 4. Aplicación del Método Dinámico Espacial

- **Parámetros Sísmicos:**

Zona 5: Bejuma, estado Carabobo.

- Coeficiente de Aceleración Horizontal:

**Tabla 10:** Coeficiente de aceleración horizontal.

ZONAS SISMICAS	A <sub>o</sub>	Peligro Sísmico
7	0.40	Elevado
6	0.35	
5	0.30	
4	0.25	Intermedio
3	0.20	
2	0.15	Bajo

ZONAS SISMICAS	A <sub>o</sub>	Peligro Sismico
1	0.10	

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001.

A<sub>o</sub>= 0.30

- Grupo: A → Edificación esencial: Estación de Bomberos.
- Factor de Importancia:

Tabla 11: Factor de importancia.

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001.

- Nivel de Diseño:  
ND3 → Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

Tabla 12: Nivel de diseño requerido.

GRUPO	ZONA SISMICA			
	1Y2	3Y4	5,6Y7	
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3	(*) Valido para edificios de hasta 10 pisos ó 30 m de altura
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)	(**) Valido para edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001.

- Tipo de Sistema Estructural:

Tipo I: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

- Factor de Reducción de Respuesta:

**Tabla 13:** Factor de reducción R.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURAS (SECCION 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

**Fuente:** Norma COVENIN 1756-2001.

- Forma Espectral y Coeficiente de Corrección:

**Tabla 14:** Forma espectral y factor de corrección  $\phi$

Material	$V_{sp}$ (m/s)	H (m)	Zona sísmica 1 y 4		Zona sísmica 5 y 7	
			Forma espectral	$\phi$	Forma espectral	$\phi$
Roca sana / fracturada	> 500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30	S1	0.85	S1	1.00
		30 - 50	S2	0.80	S2	0.90
		> 50	S3	0.70	S2	0.90
Suelo duros o densos	250 - 400	< 15	S1	0.80	S1	1.00
		15 - 50	S2	0.80	S2	0.90
		> 50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes / medios densos	170 - 250	$\leq 50$	S3	0.70	S2	0.95
		> 50	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.75
Suelos blandos / sueltos	< 170	$\leq 15$	S3	0.70	S2	0.90
		> 15	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos <sup>(b)</sup> intercalados con suelos mas rigidos	-	H <sub>1</sub>	S2 <sup>(c)</sup>	0.65	S2	0.70

**Fuente:** Norma COVENIN 1756-2001.

S3→ Parámetros y valores a considerar para el cálculo y diseño de la simentación para la edificación, tomado del estudio de suelo anexo.

$$\Phi = 0.80$$

- Valores de  $T^*$ ,  $T_0$ ,  $T^+$ ,  $\beta$ ,  $p$ :

Donde:

$T^*$ : Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T_0$ :  $0.25T^*$  Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

$T^+ \geq T_0$ : Período característico de variación de respuesta dúctil (seg).

$\beta$ : Factor de magnificación promedio.

$p$ : Exponente que define la rama descendente del espectro.

**Tabla 15:** Valores de  $T^*$ ,  $\beta$

Forma Espectral	$T^*$ (seg)	$\beta$	$p$	$\beta$ = Factor de magnificación promedio
				$T_0$ = Valor del periodo a partir del cual los espectros tienen un valor constante
S1	0.4	2.4	1.0	$T^*$ = Valor máximo del periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante
S2	0.7	2.6	1.0	
S3	1.0	2.8	1.0	
S4	1.3	3.0	0.8	

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001.

**Tabla 16**

CASO	$T^+$ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R - 1)$
$R \geq 5$	0.4
(1) $T_0 \leq T^+$	

Fuente: Norma COVENIN 1756-2001.

$$T^* = 1.0$$

$$\beta = 2.8$$

$$\rho = 1.0$$

$$T_+ = 0.4$$

$$T_0 = 0.25$$

▪ **Espectro de Diseño**

Las ordenadas  $A_d$  del espectro de diseño, quedan definidas en función de su período  $T$  (0-2,5 seg) tal como se indica:

$$\begin{array}{ll}
 T < T^+ & A_d = \frac{\alpha \phi A_o \left[ 1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left( \frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \\
 T^+ \leq T \leq T^* & A_d = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \\
 T > T^* & A_d = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \left( \frac{T^*}{T} \right)^p
 \end{array}$$

**Figura 85:** Ecuaciones para el cálculo de  $A_d$ .

**Fuente:** Norma COVENIN 1753-2006.

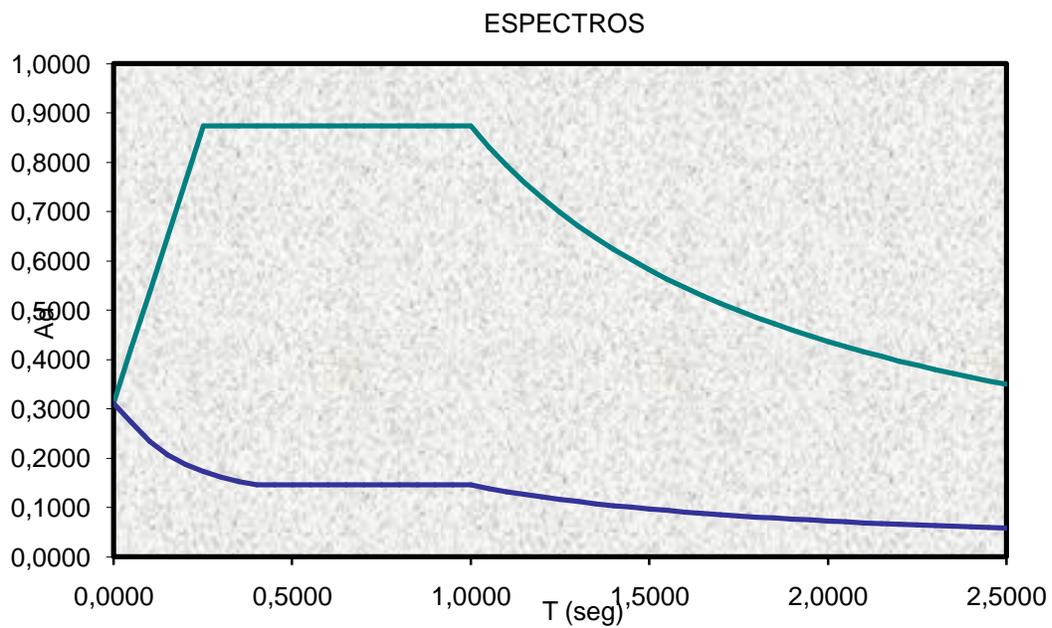
**Tabla 17:** Espectro de diseño.

Tabla 19			
Espectro de Respuesta		Espectro de Diseño	
T	Ad	T	Ad
0.0000	0.3120	0.0000	0.3120
0.0500	0.4243	0.0500	0.2722
0.1000	0.5366	0.1000	0.2339

Tabla 19			
Espectro de Respuesta		Espectro de Diseño	
0.1500	0.6490	0.1500	0.2069
0.2000	0.7613	0.2000	0.1875
0.2500	0.8736	0.2500	0.1730
0.3000	0.8736	0.3000	0.1618
0.3500	0.8736	0.3500	0.1529
0.4000	0.8736	0.4000	0.1456
0.4500	0.8736	0.4500	0.1456
0.5000	0.8736	0.5000	0.1456
0.5500	0.8736	0.5500	0.1456
0.6000	0.8736	0.6000	0.1456
0.6500	0.8736	0.6500	0.1456
0.7000	0.8736	0.7000	0.1456
0.7500	0.8736	0.7500	0.1456
0.8000	0.8736	0.8000	0.1456
0.8500	0.8736	0.8500	0.1456
0.9000	0.8736	0.9000	0.1456
0.9500	0.8736	0.9500	0.1456
1.0000	0.8736	1.0000	0.1456
1.0500	0.8320	1.0500	0.1387
1.1000	0.7942	1.1000	0.1324
1.1500	0.7597	1.1500	0.1266
1.2000	0.7280	1.2000	0.1213
1.2500	0.6989	1.2500	0.1165
1.3000	0.6720	1.3000	0.1120
1.3500	0.6471	1.3500	0.1079
1.4000	0.6240	1.4000	0.1040
1.4500	0.6025	1.4500	0.1004
1.5000	0.5824	1.5000	0.0971
1.5500	0.5636	1.5500	0.0939
1.6000	0.5460	1.6000	0.0910
1.6500	0.5295	1.6500	0.0882
1.7000	0.5139	1.7000	0.0856

Tabla 19			
Espectro de Respuesta		Espectro de Diseño	
1.7500	0.4992	1.7500	0.0832
1.8000	0.4853	1.8000	0.0809
1.8500	0.4722	1.8500	0.0787
1.9000	0.4598	1.9000	0.0766
1.9500	0.4480	1.9500	0.0747
2.0000	0.4368	2.0000	0.0728
2.0500	0.4261	2.0500	0.0710
2.1000	0.4160	2.1000	0.0693
2.1500	0.4063	2.1500	0.0677
2.2000	0.3971	2.2000	0.0662
2.2500	0.3883	2.2500	0.0647
2.3000	0.3798	2.3000	0.0633
2.3500	0.3717	2.3500	0.0620
2.4000	0.3640	2.4000	0.0607
2.4500	0.3566	2.4500	0.0594
2.5000	0.3494	2.5000	0.0582

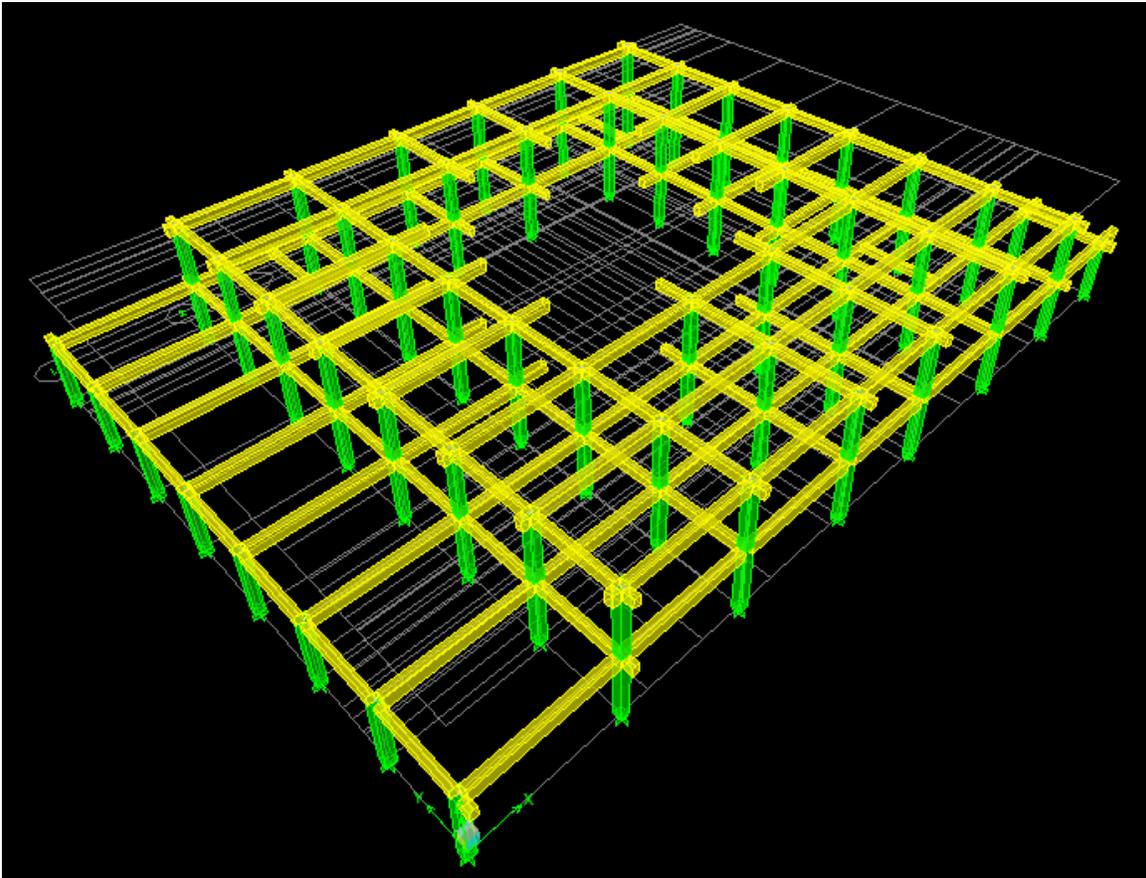
Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 86:** Gráfica de espectros.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- **Modelo en ETABS de la Estación de Bomberos**



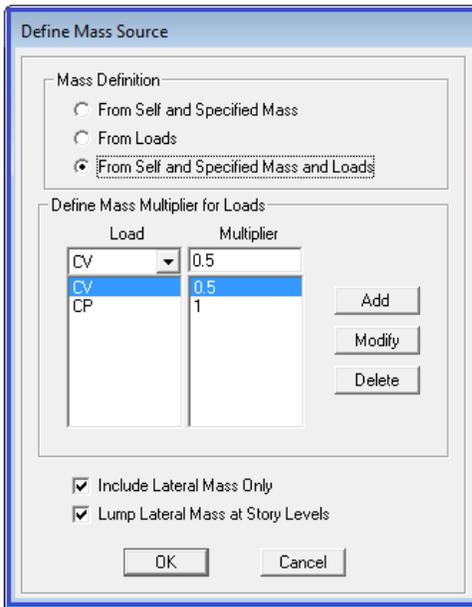
**Figura 87:** Modelo estación-escuela.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- **Rigidez del Diafragma:**

Se verifica que la estructura posee diafragma rígido ya que el área de abertura interna no rebasa el veinte por ciento (20%) del área bruta de la planta.

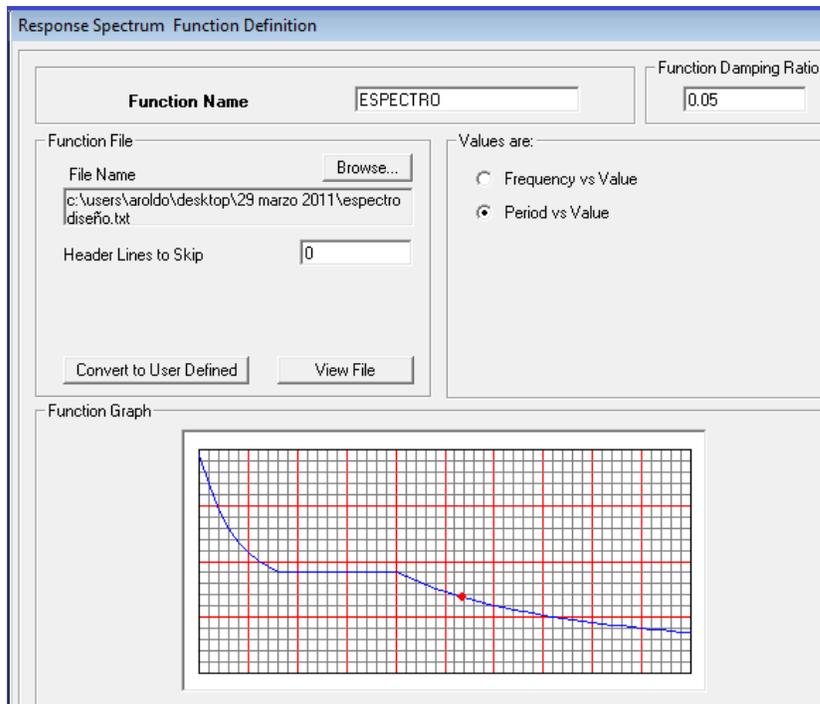
- **Porcentaje de las acciones variables establecidas en la Norma COVENIN 2002-88:**



**Figura 88:** Porcentajes de masas.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Espectro de Diseño:



**Figura 89:** Espectro de Diseño.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

▪ Combinaciones de Diseño:

- 1)  $1.4CP$
- 2)  $1.2CP+1.6CV$
- 3)  $1.2CP+CV$
- 4)  $1.2CP+CV+Sx+0.30Sy$
- 5)  $1.2CP+CV-Sx-0.30Sy$
- 6)  $1.2CP+CV+Sx-0.30Sy$
- 7)  $1.2CP+CV-Sx+0.30Sy$
- 8)  $1.2CP+CV+Sy+0.30Sx$
- 9)  $1.2CP+CV-Sy-0.30Sx$
- 10)  $1.2CP+CV+Sy-0.30Sx$
- 11)  $1.2CP+CV-Sy+0.30Sx$
- 12)  $0.9CP+Sx+0.30Sy$
- 13)  $0.9CP-Sx-0.30Sy$
- 14)  $0.9CP +Sx-0.30Sy$
- 15)  $0.9CP -Sx+0.30Sy$
- 16)  $0.9CP +Sy+0.30Sx$
- 17)  $0.9CP -Sy-0.30Sx$
- 18)  $0.9CP +Sy-0.30Sx$
- 19)  $0.9CP -Sy+0.30Sx$

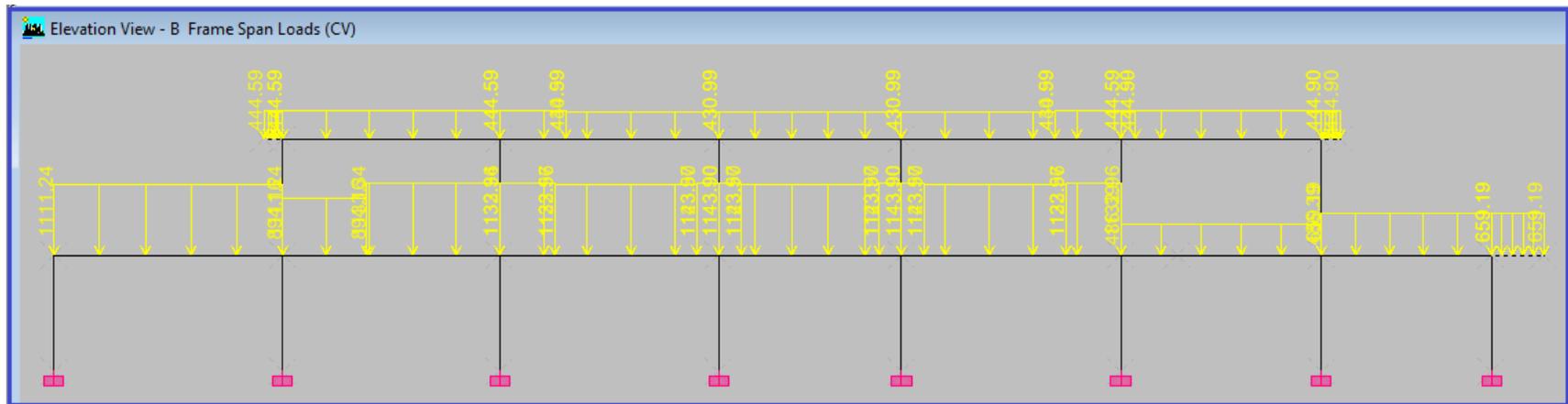
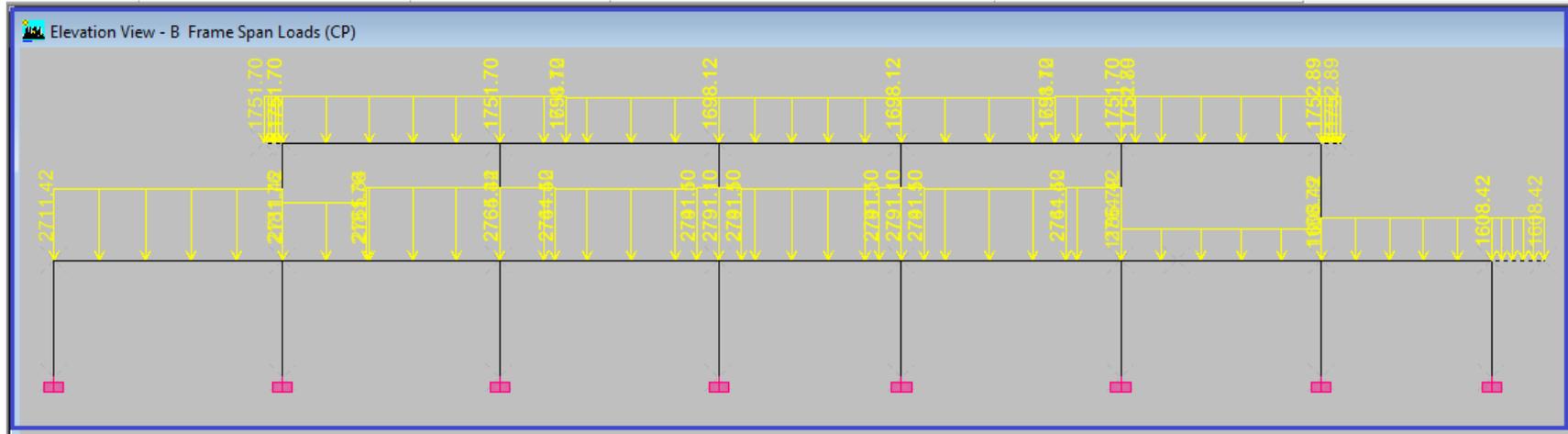


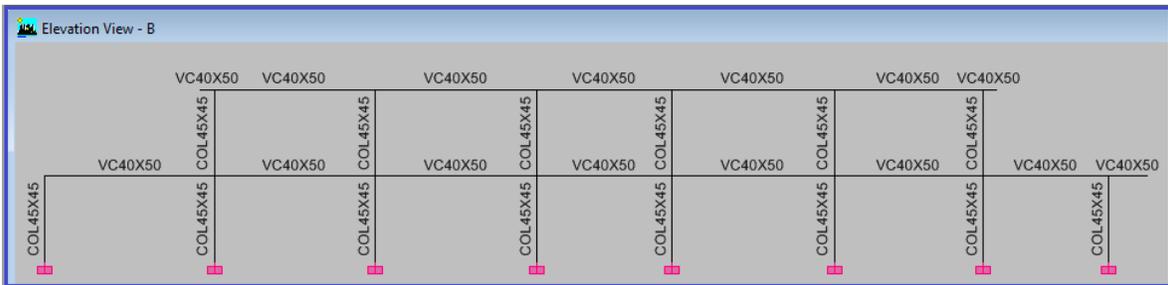
Figura 90: Carga permanente y variable en pórtico B.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

Después de un proceso de iteración se decide que las dimensiones definitivas para los elementos estructurales serán de la siguiente manera:

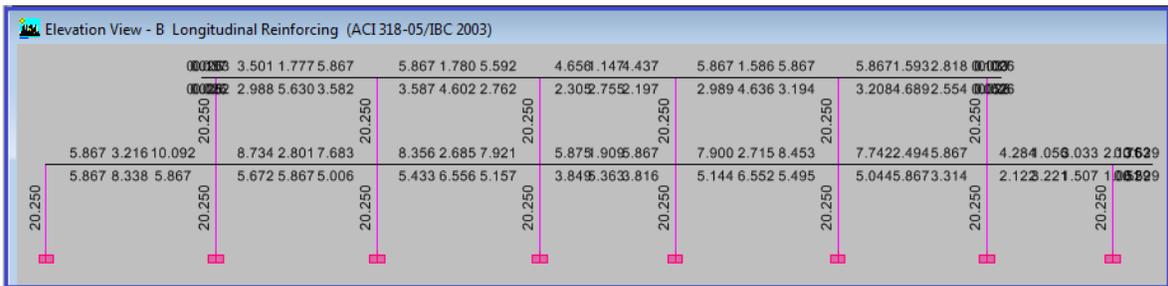
- Columnas : 45X45
- Vigas de Carga: 40X50
- Vigas Sismorreistente: 35X40

Si apelamos a un ejemplo:



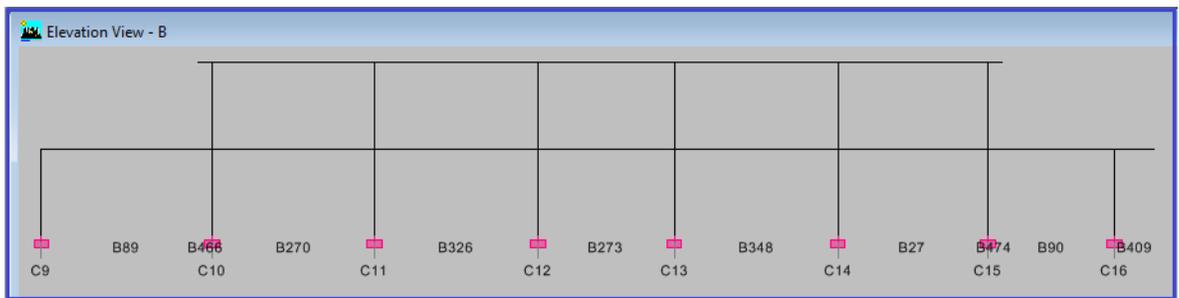
**Figura 91:** Secciones del pórtico B.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 92:** Acero requerido pórtico B

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 93:** Números de los elementos del pórtico B.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

**Tabla 18:** Áreas de acero requerido pórtico B:

Story	BayID	SecID	StnLoc	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot
STORY2	B27	VC40X50	8.858	COMB11	0.909	0.909	COMB2	0.497	0.497
STORY2	B27	VC40X50	48.622	COMB2	0.247	0.247	COMB2	0.247	0.247
STORY2	B27	VC40X50	88.386	COMB2	0.247	0.247	COMB2	0.636	0.636
STORY2	B27	VC40X50	128.15	COMB2	0.247	0.247	COMB2	0.727	0.727
STORY2	B27	VC40X50	167.913	COMB2	0.247	0.247	COMB2	0.396	0.396
STORY2	B27	VC40X50	207.677	COMB2	0.437	0.437	COMB2	0.217	0.217
STORY2	B270	VC40X50	8.858	COMB2	0.543	0.543	COMB2	0.269	0.269
STORY2	B270	VC40X50	52.165	COMB2	0.275	0.275	COMB2	0.463	0.463
STORY2	B270	VC40X50	95.472	COMB2	0.275	0.275	COMB2	0.873	0.873
STORY2	B270	VC40X50	138.78	COMB2	0.275	0.275	COMB2	0.779	0.779
STORY2	B270	VC40X50	182.087	COMB2	0.275	0.275	COMB2	0.275	0.275
STORY2	B270	VC40X50	225.394	COMB11	0.909	0.909	COMB2	0.555	0.555
STORY2	B273	VC40X50	8.858	COMB2	0.722	0.722	COMB2	0.357	0.357
STORY2	B273	VC40X50	44.685	COMB2	0.178	0.178	COMB2	0.178	0.178
STORY2	B273	VC40X50	80.512	COMB2	0.178	0.178	COMB2	0.423	0.423
STORY2	B273	VC40X50	116.339	COMB2	0.178	0.178	COMB2	0.427	0.427
STORY2	B273	VC40X50	152.165	COMB2	0.178	0.178	COMB2	0.178	0.178
STORY2	B273	VC40X50	187.992	COMB2	0.688	0.688	COMB2	0.341	0.341
STORY2	B326	VC40X50	8.858	COMB11	0.909	0.909	COMB2	0.556	0.556

Story	BayID	SecID	StnLoc	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot
STORY2	B326	VC40X50	52.559	COMB2	0.276	0.276	COMB2	0.276	0.276
STORY2	B326	VC40X50	96.26	COMB2	0.276	0.276	COMB2	0.676	0.676
STORY2	B326	VC40X50	139.961	COMB2	0.276	0.276	COMB2	0.713	0.713
STORY2	B326	VC40X50	183.661	COMB2	0.276	0.276	COMB2	0.276	0.276
STORY2	B326	VC40X50	227.362	COMB2	0.867	0.867	COMB2	0.428	0.428
STORY2	B348	VC40X50	8.858	COMB2	0.909	0.909	COMB2	0.463	0.463
STORY2	B348	VC40X50	52.559	COMB2	0.246	0.246	COMB2	0.246	0.246
STORY2	B348	VC40X50	96.26	COMB2	0.246	0.246	COMB2	0.719	0.719
STORY2	B348	VC40X50	139.961	COMB2	0.246	0.246	COMB2	0.708	0.708
STORY2	B348	VC40X50	183.661	COMB2	0.246	0.246	COMB2	0.246	0.246
STORY2	B348	VC40X50	227.362	COMB11	0.909	0.909	COMB2	0.495	0.495
STORY2	B466	VC40X50	0	COMB2	0	0	COMB2	0	0
STORY2	B466	VC40X50	2.165	COMB2	0.004	0.004	COMB2	0.004	0.004
STORY2	B466	VC40X50	4.331	COMB2	0.004	0.004	COMB2	0.004	0.004
STORY2	B466	VC40X50	6.496	COMB2	0.006	0.006	COMB2	0.004	0.004
STORY2	B466	VC40X50	8.661	COMB2	0.01	0.01	COMB2	0.004	0.004
STORY2	B466	VC40X50	10.827	COMB2	0.016	0.016	COMB2	0.008	0.008
STORY2	B474	VC40X50	8.858	COMB2	0.016	0.016	COMB2	0.008	0.008
STORY2	B474	VC40X50	11.024	COMB2	0.01	0.01	COMB2	0.004	0.004
STORY2	B474	VC40X50	13.189	COMB2	0.006	0.006	COMB2	0.004	0.004
STORY2	B474	VC40X50	15.354	COMB2	0.004	0.004	COMB2	0.004	0.004
STORY2	B474	VC40X50	17.52	COMB2	0.004	0.004	COMB2	0.004	0.004

Story	BayID	SecID	StnLoc	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot
STORY2	B474	VC40X50	19.685	COMB1	0	0	COMB1	0	0
STORY1	B27	VC40X50	8.858	COMB2	0.909	1.2	COMB2	0.782	0.782
STORY1	B27	VC40X50	48.622	COMB2	0.387	0.387	COMB2	0.638	0.638
STORY1	B27	VC40X50	61.024	COMB2	0.387	0.387	COMB2	0.909	0.909
STORY1	B27	VC40X50	61.024	COMB2	0.387	0.387	COMB2	0.909	0.909
STORY1	B27	VC40X50	88.386	COMB2	0.387	0.387	COMB2	0.909	0.909
STORY1	B27	VC40X50	128.15	COMB2	0.387	0.387	COMB2	0.842	0.842
STORY1	B27	VC40X50	167.913	COMB2	0.387	0.387	COMB2	0.387	0.387
STORY1	B27	VC40X50	207.677	COMB11	0.909	0.909	COMB2	0.514	0.514
STORY1	B89	VC40X50	8.858	COMB11	0.909	0.909	COMB2	0.519	0.519
STORY1	B89	VC40X50	54.606	COMB2	0.499	0.499	COMB2	0.909	0.909
STORY1	B89	VC40X50	100.354	COMB2	0.499	0.499	COMB2	0.909	1.292
STORY1	B89	VC40X50	146.102	COMB2	0.499	0.499	COMB2	0.909	1.188
STORY1	B89	VC40X50	191.85	COMB2	0.499	0.499	COMB2	0.529	0.529
STORY1	B89	VC40X50	237.598	COMB2	0.909	1.564	COMB2	0.909	0.909
STORY1	B90	VC40X50	8.858	COMB2	0.664	0.664	COMB2	0.329	0.329
STORY1	B90	VC40X50	41.929	COMB2	0.164	0.164	COMB2	0.164	0.164
STORY1	B90	VC40X50	75	COMB2	0.164	0.164	COMB2	0.477	0.477
STORY1	B90	VC40X50	108.071	COMB2	0.164	0.164	COMB2	0.499	0.499
STORY1	B90	VC40X50	141.142	COMB2	0.164	0.164	COMB2	0.226	0.226
STORY1	B90	VC40X50	174.213	COMB2	0.47	0.47	COMB2	0.234	0.234
STORY1	B270	VC40X50	8.858	COMB2	0.909	1.354	COMB2	0.879	0.879

Story	BayID	SecID	StnLoc	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot
STORY1	B270	VC40X50	52.165	COMB2	0.434	0.434	COMB2	0.434	0.434
STORY1	B270	VC40X50	95.472	COMB2	0.434	0.434	COMB2	0.909	0.909
STORY1	B270	VC40X50	138.78	COMB2	0.434	0.434	COMB3	0.909	0.909
STORY1	B270	VC40X50	182.087	COMB2	0.434	0.434	COMB2	0.467	0.467
STORY1	B270	VC40X50	225.394	COMB2	0.909	1.191	COMB2	0.776	0.776
STORY1	B273	VC40X50	8.858	COMB2	0.909	0.911	COMB2	0.597	0.597
STORY1	B273	VC40X50	44.685	COMB2	0.296	0.296	COMB2	0.296	0.296
STORY1	B273	VC40X50	80.512	COMB2	0.296	0.296	COMB2	0.83	0.83
STORY1	B273	VC40X50	116.339	COMB2	0.296	0.296	COMB2	0.831	0.831
STORY1	B273	VC40X50	152.165	COMB2	0.296	0.296	COMB2	0.296	0.296
STORY1	B273	VC40X50	187.992	COMB11	0.909	0.909	COMB2	0.591	0.591
STORY1	B326	VC40X50	8.858	COMB2	0.909	1.295	COMB2	0.842	0.842
STORY1	B326	VC40X50	52.559	COMB2	0.416	0.416	COMB2	0.494	0.494
STORY1	B326	VC40X50	96.26	COMB2	0.416	0.416	COMB2	0.909	1.008
STORY1	B326	VC40X50	139.961	COMB2	0.416	0.416	COMB2	0.909	1.016
STORY1	B326	VC40X50	183.661	COMB2	0.416	0.416	COMB2	0.523	0.523
STORY1	B326	VC40X50	227.362	COMB2	0.909	1.228	COMB2	0.799	0.799
STORY1	B348	VC40X50	8.858	COMB2	0.909	1.224	COMB2	0.797	0.797
STORY1	B348	VC40X50	52.559	COMB2	0.421	0.421	COMB2	0.522	0.522
STORY1	B348	VC40X50	96.26	COMB2	0.421	0.421	COMB2	0.909	1.016
STORY1	B348	VC40X50	139.961	COMB2	0.421	0.421	COMB2	0.909	1.008
STORY1	B348	VC40X50	183.661	COMB2	0.421	0.421	COMB2	0.493	0.493

Story	BayID	SecID	StnLoc	AsTopCombo	AsMinTop	AsTop	AsBotCombo	AsMinBot	AsBot
STORY1	B348	VC40X50	227.362	COMB2	0.909	1.31	COMB2	0.852	0.852
STORY1	B409	VC40X50	8.858	COMB2	0.33	0.33	COMB2	0.164	0.164
STORY1	B409	VC40X50	18.425	COMB2	0.211	0.211	COMB2	0.082	0.082
STORY1	B409	VC40X50	27.992	COMB2	0.118	0.118	COMB2	0.082	0.082
STORY1	B409	VC40X50	37.559	COMB2	0.082	0.082	COMB2	0.082	0.082
STORY1	B409	VC40X50	47.126	COMB2	0.082	0.082	COMB2	0.082	0.082
STORY1	B409	VC40X50	56.693	COMB1	0	0	COMB1	0	0

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Verificación de Requisitos Exigidos Anteriormente Mencionados por las Normativas Vigentes:
- Chequeo por Corte:

$$V_c > V_u$$

JOINT SHEAR DESIGN			
	Joint Shear Ratio	Shear $U_u$ Tot	Shear $\phi U_c$
Major Shear(U2)	0.502	72402.568	144325.517
Minor Shear(U3)	0.019	2707.318	144325.517

Figura 94: Verificación por corte del Pórtico B.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Chequeo de Desplazamientos Laterales Totales (Deriva):

límite= 0,012 → Capítulo 10 de norma COVENIN MINDUR 1756-2001

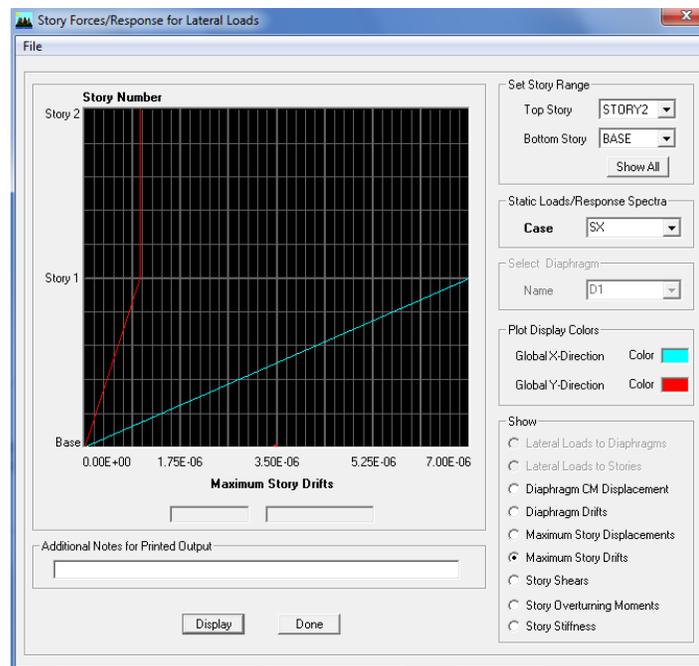
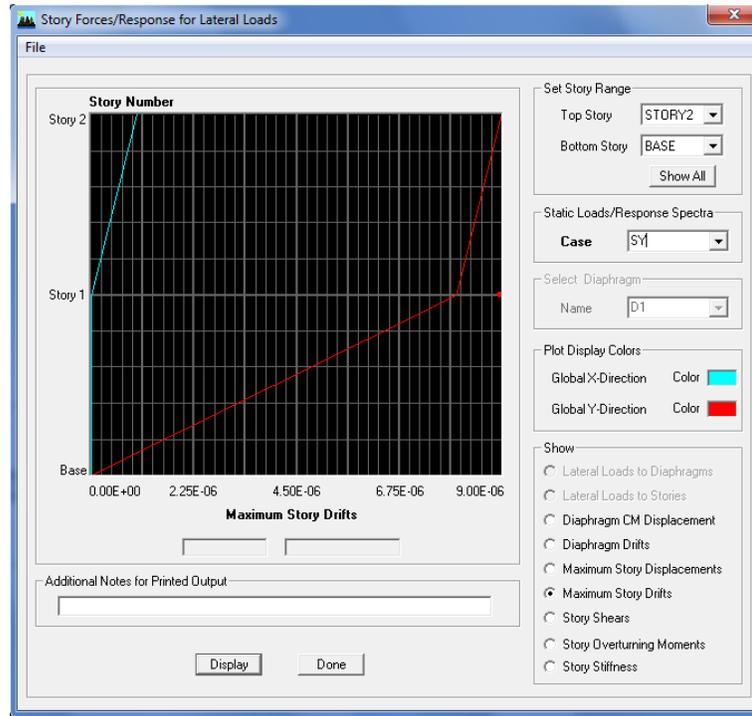


Figura 95: Deriva máxima dirección X.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

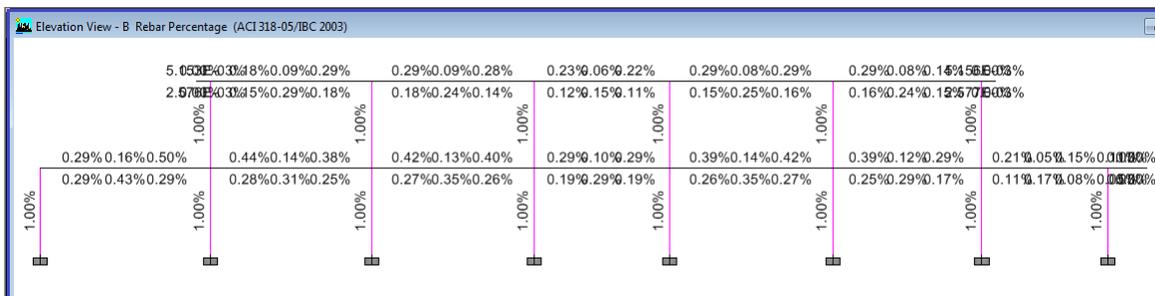


**Figura 96:** Deriva máxima dirección Y.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Chequeo de Porcentaje de Acero en Columnas:

$$\rho_{\min.} \leq \rho \leq \rho_{\max.} \rightarrow 1\% \leq \rho \leq 6\%$$



**Figura 97:** Porcentajes de acero en columnas pórtico B.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- Chequeo Viga débil-Columna Fuerte:

$$\Sigma \mathbf{M}_c \geq 1,20 \Sigma \mathbf{M}_v$$

$$\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_v} \geq 1.20$$

Beam-Column Flexural Capacity Ratios				
	(6/5)B/C	(6/5)B/C	Col/Beam	Col/Beam
	Major	Minor	Major	Minor
Clockwise	0.831	0.026	1.444	45.621
CounterClockwise	0.892	0.024	1.345	49.319

Figura 98: Verificación viga débil-columna fuerte.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- **Detalle de las Secciones Finales de los Elementos:**

### Diseño Viga de Carga (40x50):

Cálculo de Acero Mínimo Requerido:

$$A_{S_{min}} = \frac{14}{F_y} * b * d$$

$$A_{S_{min}}=5.86 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{S_{Dist.}}= 8.55 \text{ cm}^2 (3 \Phi 3/4")$$

Longitud del Gancho:

$$L_{Vertical} = 16\phi_{barra}$$

$$L_{Vertical}=30.48 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm}$$

Longitud de Empalme: Clase "B"

(Art.12.2.1)

$$L_{emp} = 1.3 * L_d$$

$$L_d = \phi_b * \left( 0.283 * \frac{F_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\left( \frac{C_d + k_r}{\phi} \right)} \right)$$

$$\frac{C_d + k_r}{\phi} \leq 2.5$$

Donde:

$C_d$  : El menor valor entre el recubrimiento y la separación del acero de refuerzo.

$\alpha$  : Factor de ubicación del refuerzo  $\rightarrow \alpha = 1.30$

$\beta$  : Factor de recubrimiento del refuerzo  $\rightarrow \beta = 1.0$

$\gamma$  : Factor del tamaño de la barra con resalto  $\rightarrow \gamma = 0.8$

$\lambda$  : Factor por el peso del concreto  $\rightarrow \lambda = 1.0$

$$L_d = 49.66 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

$$L_{emp} = 65 \text{ cm}$$

Diseño de Acero Transversal:

LONGITUD DE CONFINAMIENTO,  $L_{cf}$

$L_n/h$	$L_{cf}$
$\leq 4$	$h$
$4 < L_n/h \leq 10$	$\frac{h}{6} \left( \frac{L_n}{h} + 2 \right)$
$> 10$	$2h$

**Figura 99:** Longitud de confinamiento.

**Fuente:** Norma COVENIN 1753-2006.

**Figura 98**

$$L_{cf}=2h \rightarrow 100 \text{ cm}$$

Separación de Confinamiento: (Art 18.3.4)

En las zonas confinadas, los estribos deben ser cerrados y su separación **s**, no debe exceder el menor de los valores siguientes:

- $d/4 \rightarrow 11$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro  $\rightarrow$   
12.70
- 24 veces el diámetro del estribo (3/8")  $\rightarrow$  22.87
- 30 cm.

$$S = 11 \text{ cm}$$

En las zonas no confinadas:  $0,5d$

$$S = 22 \text{ cm}$$

Ver Detalle de Viga de Carga en E-2

**Diseño Viga Sismorresistente (35x40):**

Calculo de Acero Mínimo Requerido:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{F_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}}=3.96 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s_{Dist.}}= 5.07 \text{ cm}^2 (4 \Phi 1/2")$$

Longitud del Gancho:

$$L_{vertical} = 16\phi_{barra}$$

$$L_{\text{Vertical}} = 20.32 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Longitud de Empalme: Clase "B"

(Art.12.2.1)

$$L_{\text{emp}} = 1.3 * L_d$$

$$L_d = \phi_b * \left( 0.283 * \frac{F_y}{\sqrt{f'_c}} * \frac{\alpha * \beta * \gamma * \lambda}{\left( \frac{C_d + k_r}{\phi} \right)} \right)$$

$$\frac{C_d + k_r}{\phi} \leq 2.5$$

Donde:

$C_d$  : El menor valor entre el recubrimiento y la separación del acero de refuerzo.

$\alpha$  : Factor de ubicación del refuerzo  $\rightarrow \alpha = 1.30$

$\beta$  : Factor de recubrimiento del refuerzo  $\rightarrow \beta = 1.0$

$\gamma$  : Factor del tamaño de la barra con resalto  $\rightarrow \gamma = 0.8$

$\lambda$  : Factor por el peso del concreto  $\rightarrow \lambda = 1.0$

$$L_d = 39.72 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$L_{\text{emp}} = 55 \text{ cm}$$

- Diseño de Acero Transversal:

De la Figura 99

$$L_{\text{cf}} \rightarrow 75 \text{ cm}$$

Separación de Confinamiento: (Art 18.3.4)

En las zonas confinadas, los estribos deben ser cerrados y su separación **s**, no debe exceder el menor de los valores siguientes:

- $d/4 \rightarrow 8.5 < S_{\text{mín}}$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro  $\rightarrow$  10.16
- 24 veces el diámetro del estribo (3/8")  $\rightarrow$  22.87
- 30 cm.

S = 10 cm

En las zonas no confinadas: 0,5d

S= 20 cm

Ver Detalle de Viga Sismorresistente en E-2

### **Diseño de Columna (45x45):**

Acero Longitudinal:

$$A_{s \text{ calculado}} = 20.25 \text{ cm}^2$$

Usando  $\Phi$  3/4"  $\rightarrow$

$$\#_{\text{barras}} = \frac{A_{s \text{ cal}}}{\phi_{\text{barra}}}$$

$$\#_{\text{barras}} = 7.11 \rightarrow 8 \Phi 3/4" \quad (A_{s \text{ Dist.}} = 22.80 \text{ cm}^2)$$

Acero Transversal:

La longitud  $L_o$ , medida desde cada cara del nodo y a ambos lados de cualquier sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión, será la mayor de:

- La mayor dimensión de la sección transversal del miembro  $\rightarrow 45$
- $1/6$  de la altura libre del miembro  $\rightarrow 45$
- 45cm.

$L_o = 45\text{cm}$

Separadas a una distancia no mayor que:

- Un cuarto de la menor dimensión del miembro  $\rightarrow 11.25$
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro  $\rightarrow 11.43$
- El valor  $S_x$ , definido por la ecuación:

$$s_x = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$$

Donde:

- $10 \leq S_x \leq 15 \text{ cm}$
- $h_x$ : Separación horizontal máxima entre barras arriostradas por ligaduras o ganchos en todas las caras de una columna  $\rightarrow h_x = 31.09 < 35$   
 $\rightarrow S_x = 11.30$

$S_o = 11.25 \rightarrow 11 \text{ cm}$

En las zonas no confinadas:

- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro →  
11.43
- 15 cm.

S = 11 cm

Ver Detalle de Columna en E-2.

- **Fundaciones:**

- Casos de Combinaciones de Cargas:

### SUPERPOSICIÓN DE EFECTOS

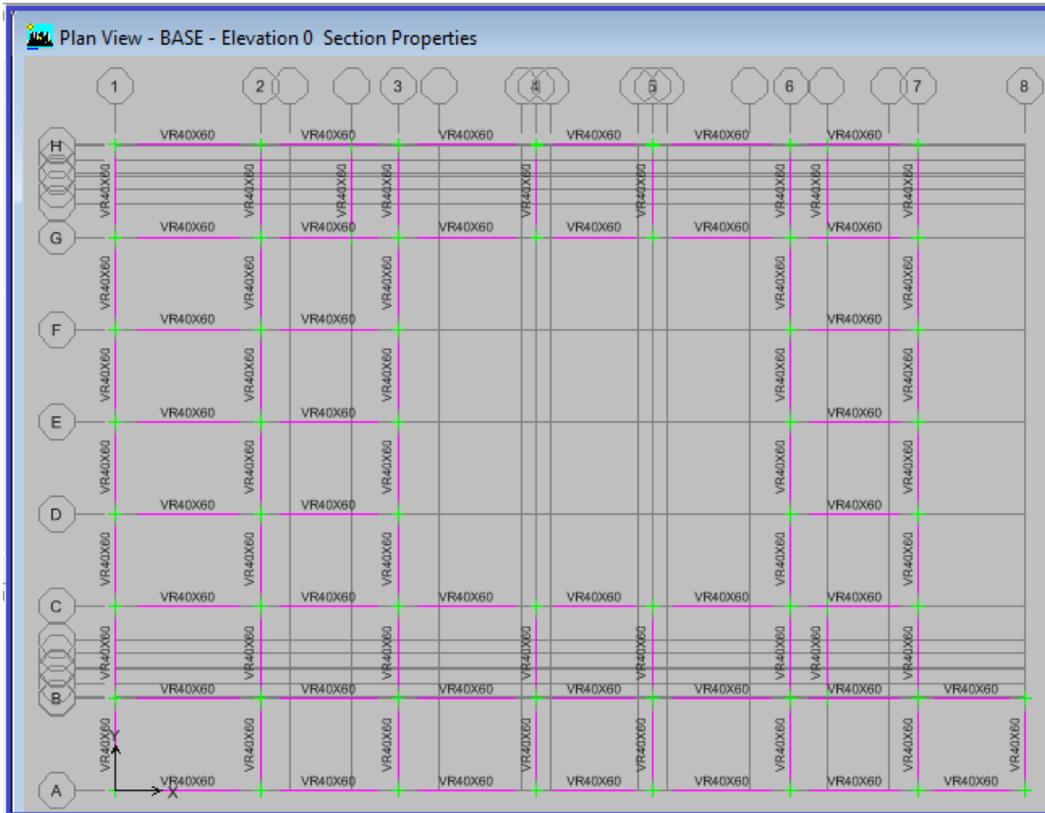
CASO DE ANÁLISIS	Q
Con solicitaciones sísmicas	$1.1 CP + CV \pm S$ $0.9 CP \pm S$
Postsísmico	$1.1 CP + CV$

**Figura 100:** Combinaciones para cálculo de fundaciones.

**Fuente:** Norma COVENIN 1756-2001.

Dichas combinaciones se asignan al modelado de la estación de bomberos en el software ETABS, de esta forma se obtienen las reacciones de diseño de las zapatas y también los valores de acero de refuerzo de las vigas de riostra. Las vigas de riostras cumplen con los requerimientos del Artículo 15.6 (1753-2006), resultando ser:

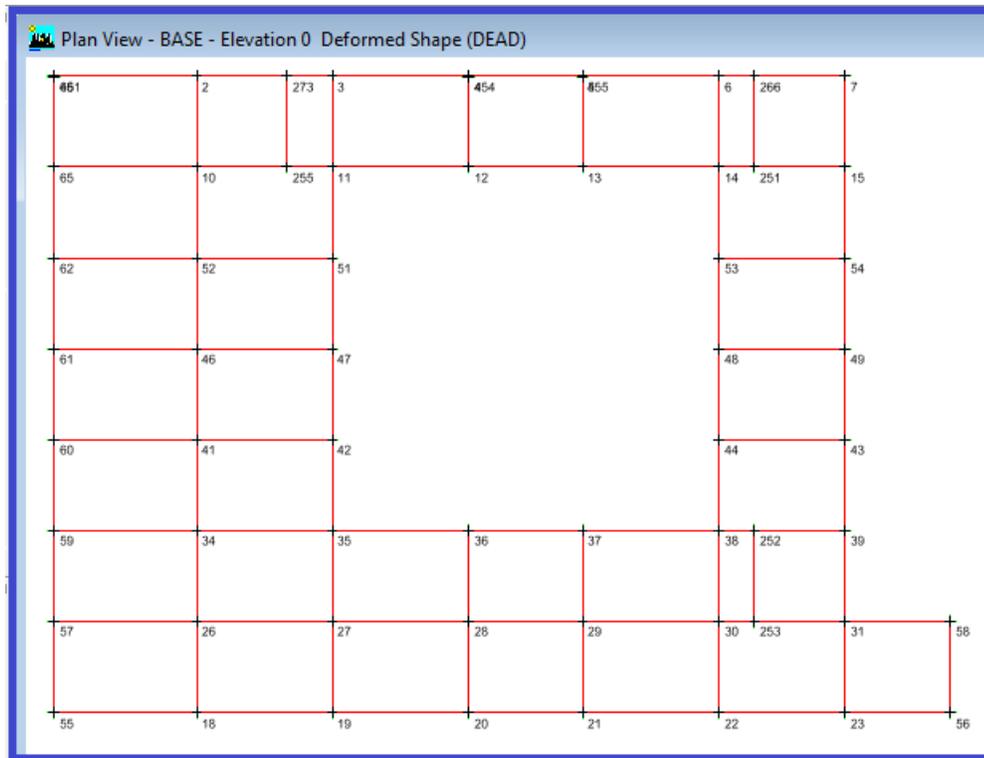
V.R. (40X60).



**Figura 101:** Vista de planta de envigados de riostra.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

Ver plano detalles fundaciones E-4



**Figura102:** Numeración de elementos para el diseño de zapatas.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

Cabe destacar que las fundaciones correspondientes a las posiciones antes mostradas 55,57,59,60,61,62,65 y 66 serán excéntricas debidas que se encuentran en el lindero del terreno, por su parte las restantes serán fundaciones aisladas cuadradas.

- Esfuerzo Admisible del Suelo:

Para una profundidad de desplate  $D_f=2m$  se tiene un valor de esfuerzo  $\sigma_{D_f=2m}=0.9 \text{ kg/cm}^2$  (Estudio Geotécnico) este valor se permite incrementarse en un 20%, por lo que finalmente:

$$\sigma_{D_f=2m}=1.08 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 10.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{Admisible} = \frac{P}{A} \rightarrow Area = \frac{P}{\sigma_{Adm}}$$

Donde:

P: carga  $\rightarrow$  Pz  $\rightarrow$  Pz=53.681,08 Kg (Valor Máximo de Pz, ver tabla de reacciones)

- rea

A= 53408.4074 cm<sup>2</sup>  $\rightarrow$  las zapatas serán cuadradas BxB por lo que:

$$A = B * B$$

B= 231 cm  $\rightarrow$  235 cm

Este valor se reduce BxB (180x180) luego de un proceso de iteración en el Safe V.12 para estas solicitudes, teniendo así las dimensiones más óptimas para las zapatas.

**Tabla 19** Reacciones en Kg-m:

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	14	COMB20 MAX	52.65	419.31	57677.1	778.342	1669.42	-5.568
BASE	14	COMB20 MIN	-36.93	382.97	57650.74	708.664	1502.89	-6.706
BASE	14	COMB21 MAX	23.9	447.3	57681.08	833.224	1615.414	-5.587
BASE	14	COMB21 MIN	-8.18	354.98	57646.76	653.782	1556.896	-6.687
BASE	14	COMB22 MAX	-14.25	259.35	38260.53	549.332	1307.904	-3.032
BASE	14	COMB22 MIN	-46.34	167.03	38226.21	369.889	1249.385	-4.132
BASE	14	COMB23 MAX	14.49	231.36	38256.55	494.449	1361.91	-3.013
BASE	14	COMB23 MIN	-75.08	195.02	38230.19	424.771	1195.379	-4.151
BASE	65	COMB20 MAX	4303.83	30.36	20130.73	-18.653	2435.234	-23.59
BASE	65	COMB20 MIN	4226.5	14.09	20100.41	-48.792	2284.153	-25.86
BASE	65	COMB21 MAX	4278.39	45.59	20121.81	9.38	2385.584	-22.382
BASE	65	COMB21 MIN	4251.94	-1.14	20109.32	-76.826	2333.802	-27.069
BASE	65	COMB22 MAX	2688.69	38.5	13844.29	20.293	1167.356	-12.383
BASE	65	COMB22 MIN	2662.24	-8.23	13831.8	-65.913	1115.575	-17.069
BASE	65	COMB23 MAX	2714.13	23.27	13853.21	-7.741	1217.006	-13.591
BASE	65	COMB23 MIN	2636.8	7	13822.89	-37.88	1065.925	-15.861

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- **Modelo de Zapatas en SAFE v.12**

Se procede a cargar los valores de diseño en el software SAFE v.12, con las cargas mayoradas obtenidas previamente:

$$P_{u_x} = 23.9 \text{ kg}$$

$$P_{u_y} = 447.30 \text{ kg}$$

$$P_{u_z} = 57681.08 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 833.224 \text{ kg-m}$$

$$M_{u_y} = 1615.414 \text{ kg-m}$$

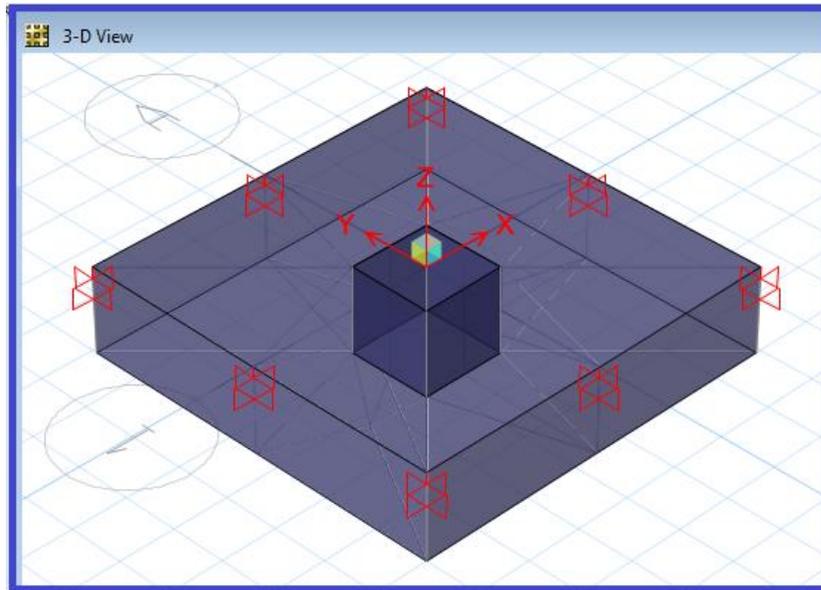
$$M_{u_z} = -5.587 \text{ kg-m}$$

$\gamma = 1.78 \text{ ton/m}^3$  (peso específico del suelo, valor tomado del estudio Geotécnico).

$B \times B = 180 \times 180$  (dimensiones de la zapata)

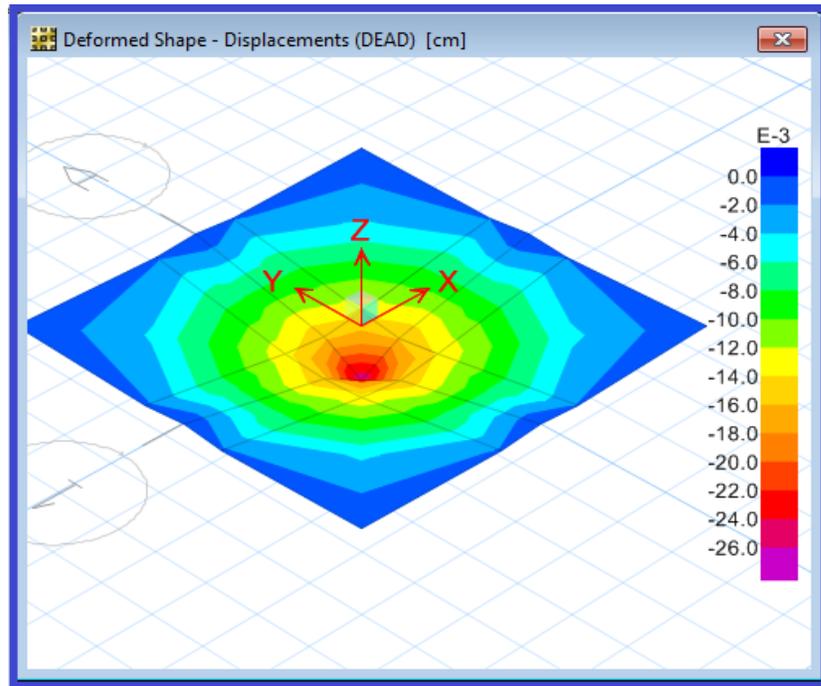
$$H_{\text{zapata}} = 45 \text{ cm} > d_{\text{min}}$$

$d_{\text{min}}$ : altura útil (20cm)



**Figura103:** Vista de la zapata

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura104:** Deformada de la zapata.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

Tabla 20: Áreas de Acero, Corte y Punzomaniento:

TABLE: Concrete Slab Design 01 - Flexural And Shear Data												
Layer	Station	FTopMoment	FTopArea	FTopAMin	FBotMoment	FBotArea	FBotAMin	VForce	VArea	Status	GlobalX	GlobalY
Text	cm	kgf-cm	cm2	cm2	kgf-cm	cm2	cm2	kgf	cm2/cm	Text	cm	cm
A	0	-1383490.7	8.7107	14.6439	3137.69	0	0	29007.71	0.1507	OK	-90	0
A	70	-453816.9	2.8844	0	1609169	10.18	14.6439	29007.71	0.1507	OK	-20	0
A	90	-473344.55	3.0032	0	2056103	13.0371	14.6439	17365.99	0	OK	0	0
A	110	-483536.65	3.0528	0	1726644	10.9126	14.6439	30735.93	0.1507	OK	20	0
A	180	-1430149	8.9982	14.6439	3544.98	0	0	30735.93	0.1507	OK	90	0
B	0	-1418582	9.3727	14.6439	3441.92	0	0	30295.93	0.1507	OK	0	-90
B	70	-475970.11	3.1549	0	1697384	11.2287	14.6439	30295.93	0.1507	OK	0	-20
B	90	-456517.97	3.0473	0	2027781	13.4631	14.6439	16977.46	0	OK	0	0
B	110	-461383.44	3.0087	0	1639740	10.7937	14.6439	29447.71	0.1507	OK	0	20
B	180	-1395606.4	9.1651	14.6439	3242.04	0	0	29447.71	0.1507	OK	0	90

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data													
Point	GlobalX	GlobalY	ReinfType	Status	Ratio	ShrStrMax	ShrStrCap	Vu	Mu2	Mu3	Depth	Perimeter	Location
Text	cm	cm	Text	Text	Unitless	kgf/cm2	kgf/cm2	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	cm	Text
1	-90	-90	None	OK	0.396994	4.99	12.58	4874.23	28212.6	-38010.1	41.7	41.72	Corner
2	90	-90	None	OK	0.409828	5.15	12.58	5188.01	34498.29	31151.9	41.7	41.72	Corner
3	90	90	None	OK	0.403529	5.08	12.58	5034	-37864.34	28066.85	41.7	41.72	Corner
4	-90	90	None	OK	0.390695	4.91	12.58	4720.23	-31578.65	-34925.0	41.7	41.72	Corner
9	0	0	None	OK	0.547304	6.88	12.58	-49434.6	297229.69	320005.9	41.7	261.72	Corner
10	-90	0	None	OK	0.861221	10.83	12.58	22268.14	168135.05	-195303.	41.7	131.72	Corner
11	90	0	None	OK	0.795265	10	12.58	23633.24	184856.8	188217.4	41.7	131.72	Corner
12	0	-90	None	OK	0.82126	10.33	12.58	23365.58	191507.86	172411.1	41.7	131.72	Corner

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data													
Point	GlobalX	GlobalY	ReinfType	Status	Ratio	ShrStrMax	ShrStrCap	Vu	Mu2	Mu3	Depth	Perimeter	Location
Text	cm	cm	Text	Text	Unitless	kgf/cm2	kgf/cm2	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	cm	Text
13	0	90	None	OK	0.853632	10.74	12.58	22695.58	-194985.6	164204	41.7	131.72	Corner

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- **Detallado de Zapata**

Acero Longitudinal:

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * B * H$$

$$A_{S_{min}} = 14.58 \text{ cm}^2$$

Acero Distribuido:  $\Phi \frac{1}{2}$ " (1.27cm<sup>2</sup>)

$$\# \text{ Cabillas} = \frac{14.64 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2}$$

$$\# \text{ Cabillas} = 11.52 \rightarrow 12 \Phi \frac{1}{2}" (15.24 \text{ cm}^2)$$

Separación:

$$S_{\text{cálculo}} = \frac{B - 2 \text{ rec}}{\# \text{ cabillas}}$$

$$S_{\text{cálculo}} = 13.75 \text{ cm} \rightarrow 13 \text{ cm}$$

Longitud del Gancho:

$$L \text{ vertical} = 16 \Phi \text{ barra} \rightarrow L \text{ vertical} = 20.32 \text{ cm}$$

$$L \text{ vertical} = 25 \text{ cm.}$$

Ver Plano E-4 (Armado de la Zapata)

- **Modelado de Zapata Excéntrica en SAFE v.12:**

$$P_{u_x} = 4303.83 \text{ kg}$$

$$P_{u_y} = 30.36 \text{ kg}$$

$$P_{u_z} = 20130.73 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = -18.653 \text{ kg-m}$$

$$M_{u_y} = 2435.234 \text{ kg-m}$$

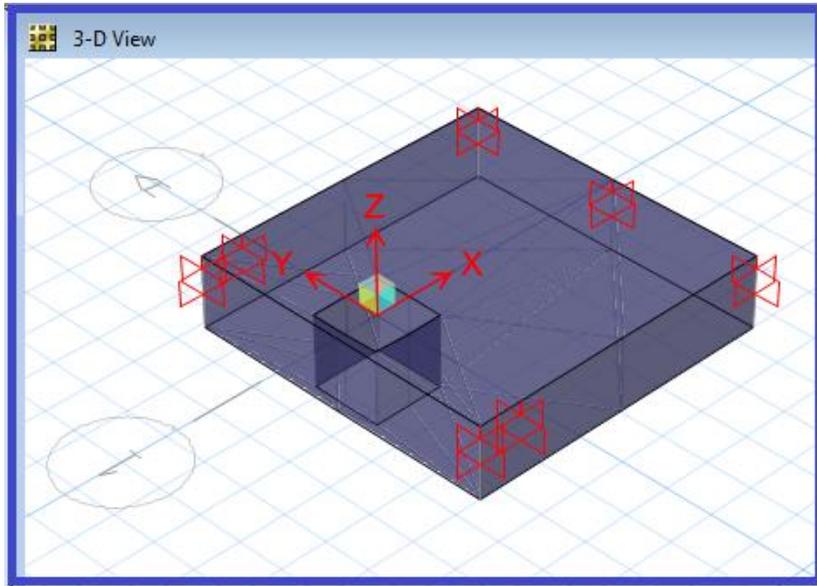
$$M_{u_z} = -23.59 \text{ kg-m}$$

$\gamma = 1.78 \text{ ton/m}^3$  (peso específico del suelo, valor tomado del estudio Geotécnico).

$B \times B = 180 \times 180$  (dimensiones de la zapata)

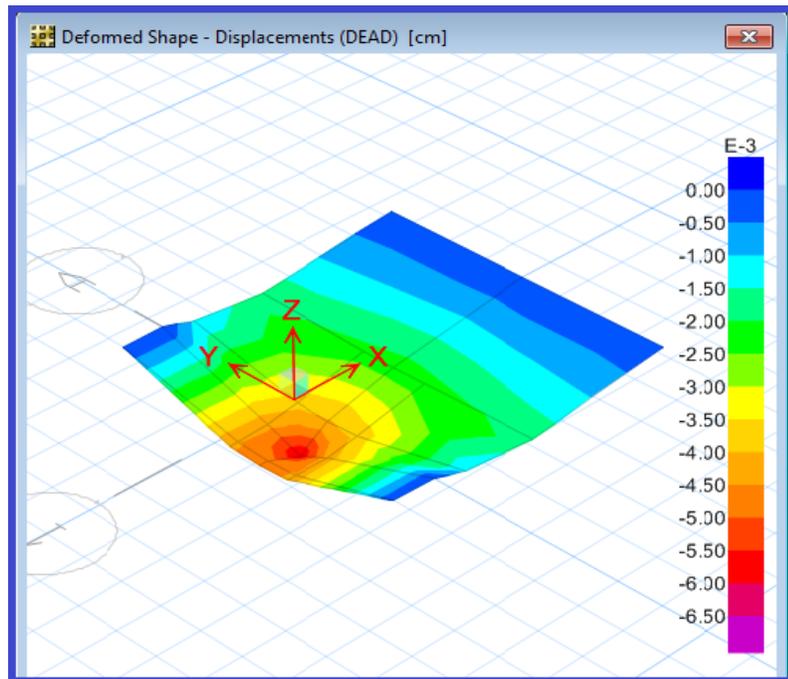
$$H_{\text{zapata}} = 45 \text{ cm} > d_{\text{min}}$$

$d_{\text{min}}$ : altura útil (20cm)



**Figura105:** Vista de la zapata excéntrica.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura106:** Deformada de la zapata excéntrica.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

Tabla 21 Áreas de Acero, Corte y Punzomaniento:

TABLE: Concrete Slab Design 01 - Flexural And Shear Data												
Layer	Station	FTopMoment	FTopArea	FTopAMin	FBotMoment	FBotArea	FBotAMin	VForce	VArea	Status	GlobalX	GlobalY
Text	cm	kgf-cm	cm2	cm2	kgf-cm	cm2	cm2	kgf	cm2/cm	Text	cm	cm
A	0	-9406.56	0	0	26434.03	0	15.0788	449.58	0	OK	-25	0
A	5	-90481.16	0.8562	15.0788	75132.6	0.6612	0	242.1	0	OK	-20	0
A	25	-60731.77	0.6186	11.728	19375.74	0.6092	0	8872.21	0	OK	0	0
A	45	-613.45	1.1254	0	241401.4	1.5461	15.0788	8872.21	0	OK	20	0
A	112.5	-69612.77	0	0	79957.79	0	15.0788	4210.63	0	OK	87.5	0
A	180	-275384.45	1.7641	15.0788	236.21	0	0	4210.63	0	OK	155	0
B	0	-301594.26	2.3404	15.0788	4118.41	1.1119	0	8722.12	0	OK	0	-90
B	70	-13077.45	0	0	310033.7	2.2835	15.0788	8231.07	0	OK	0	-20
B	90	-7793.11	0	0	51532.88	0	11.728	1600.49	0	OK	0	0
B	110	-13134.43	0	0	310813.3	2.2812	15.0788	8244.03	0	OK	0	20
B	180	-301695.9	2.3431	15.0788	4185.17	1.1184	0	8735.84	0	OK	0	90

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data													
Point	GlobalX	GlobalY	ReinfType	Status	Ratio	ShrStrMax	ShrStrCap	Vu	Mu2	Mu3	Depth	Perimeter	Location
Text	cm	cm	Text	Text	Unitless	kgf/cm2	kgf/cm2	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	cm	Text
1	-25	-90	None	OK	0.069055	0.96	13.91	1594.2	232.09	570.84	41.7	41.72	Corner
2	155	-90	None	OK	0.082464	1.15	13.91	1159.45	3317.62	11213.53	41.7	41.72	Corner
3	155	90	None	OK	0.082466	1.15	13.91	1159.46	-3215.33	11316.71	41.7	41.72	Corner
4	-25	90	None	OK	0.069514	0.97	13.91	1597.6	-317.22	620.84	41.7	41.72	Corner
9	0	0	None	OK	0.206522	2.87	13.91	20325.3	-794.84	-65212.5	41.7	213.42	Edge
11	155	0	None	OK	0.288328	4.01	13.91	3837.8	-12467.3	60857.29	41.7	131.72	Corner

**TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data**

Point	GlobalX	GlobalY	ReinfType	Status	Ratio	ShrStrMax	ShrStrCap	Vu	Mu2	Mu3	Depth	Perimeter	Location
Text	cm	cm	Text	Text	Unitless	kgf/cm2	kgf/cm2	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	cm	Text
12	0	-90	None	OK	0.306188	4.26	13.91	9308.53	55783.06	31282.56	41.7	66.72	Corner
13	0	90	None	OK	0.306486	4.26	13.91	9328.09	-	31452.81	41.7	66.72	Corner

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

▪ **Detallado de Zapata Excéntrica:**

Acero Longitudinal:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * B * H$$

$$A_{s_{min}} = 14.58 \text{ cm}^2$$

Acero Distribuido:  $\Phi \frac{1}{2}$ " (1.27cm<sup>2</sup>)

$$\# \text{ Cabillas} = \frac{15.079 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2}$$

$$\# \text{ Cabillas} = 11.87 \rightarrow 12 \Phi \frac{1}{2}" (15.24 \text{ cm}^2)$$

Separación:

$$S_{\text{cálculo}} = \frac{B - 2 \text{ rec}}{\# \text{ cabillas}}$$

$$S_{\text{cálculo}} = 13.75 \text{ cm} \rightarrow 13 \text{ cm}$$

Longitud del Gancho:

$$L_{\text{vertical}} = 16 \Phi_{\text{barra}} \rightarrow L_{\text{vertical}} = 20.32 \text{ cm}$$

$$L_{\text{vertical}} = 25 \text{ cm.}$$

Ver Plano E-4 (Armado de la Zapata).

- **Corrección Cortante Basal:**

1. Parámetros sísmicos:  $A_0$ ,  $\alpha$ ,  $R$ ,  $ND$ , entre otros.

$$A_0=0.30$$

$$\alpha= 1.30$$

$$R=6$$

$$ND=3$$

$$\beta=2.8$$

$$\Phi=0.80$$

Período fundamental (TIPO I):

$$T_a = C_t * h_n^{3/4}$$

Donde:

- $C_t= 0.07$  para edificios de concreto armado o mixtos de acero-concreto.
- $h_n =6.4m$ , Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

$$T_a = 0.28 \text{ seg}$$

2. Cálculo de  $A_d$ .

$A_d$  = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

$$T = 1.6 * T_a$$

$$T = 0.448 \text{ seg}$$

$$T^+=0.4 \text{ seg.}$$

$$T^* = 1 \text{ seg.}$$

$$T^+ \leq T \leq T^*$$

$$A_d = \frac{\alpha \beta \phi A_0}{R}$$

$$A_d = 0.145$$

3. Cálculo de  $\mu$  (Factor de reducción de corte).

$$\mu_1 = 1.4 * \left( \frac{N+9}{2N+12} \right) = 1.4 * \left( \frac{1+9}{2*1+12} \right) = 1$$

$$\mu_2 = 0.80 + \frac{1}{20} * \left( \frac{T}{T^*} - 1 \right) = 0.80 + \frac{1}{20} * \left( \frac{0.448}{1} - 1 \right) = 0.772$$

Se toma el valor mayor  $\mu=1$ .

4. Peso total del edificio:

$$\frac{\text{Peso}}{\text{Nivel}} = W_{\text{Losa}} + W_{\text{Vigas}} + W_{\text{Columnas}} + \%W_{\text{CV}}$$

Donde:

$$W_{\text{Losa}} = CP_{\text{Entrepiso}} * A_{\text{Entrepiso}}$$

$$W_{\text{Losa}} = 523.123,8 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{Viga}} = W_{\text{VCarga}} + W_{\text{VSismorresistentes}}$$

$$W_{\text{Viga}} = \text{Longitud}_{\text{viga}} * A_{\text{viga}} * \gamma_{\text{Concreto}}$$

$$W_{Viga} = 184.465 \text{ Kg}$$

$$W_{Columna} = Longitud_{Col} * A_{Col} * \gamma_{Concreto}$$

$$W_{Columna} = 76.040 \text{ Kg}$$

$$W_{\%CV} = 0.50 * CV_{Entrepiso}$$

$$W_{\%CV} = 107.197,5 \text{ Kg}$$

$$Peso/1^{er} \text{ Nivel} = 890.826,30 \text{ Kg} = 891 \text{ Ton}$$

$$Peso \text{ Techo} = W_{Losa} + W_{Vigas} + W_{Columnas} + \%W_{CV}$$

Donde:

$$W_{Losa} = CP_{Techo} * A_{Techo}$$

$$W_{Losa} = 274.818,94 \text{ Kg}$$

$$W_{Viga} = W_{Vcarga} + W_{VSismorresistentes}$$

$$W_{Viga} = Longitud_{Viga} * A_{Viga} * \gamma_{Concreto}$$

$$W_{Viga} = 143.670 \text{ Kg}$$

$$W_{Columna} = Longitud_{Col} * A_{Col} * \gamma_{Concreto}$$

$$W_{Columna} = 34.020 \text{ Kg}$$

$$W_{\%CV} = 0 * CV_{Entrepiso}$$

$$W_{\%CV} = 0 \text{ Kg}$$

$$Peso/Techo = 452.508,94 \text{ Kg} = 453 \text{ Ton}$$

$$Peso \text{ del Edificio} = Peso/1^{er} \text{ Nivel} + Peso \text{ Techo}$$

$$Peso \text{ del Edificio} = 1.343.335,24 \text{ Kg} = 1343,34 \text{ Ton}$$

5. Cálculo de corte basal  $V_o^*$ .

$$V_o^* = \mu * A_d * W_{Edificio}$$

$$V_o^* = 195,605 \text{ Ton}$$

6. Corte Dinámico  $V_o$ :

Tomado de los resultados de la aplicación del Método Dinámico:

**Tabla 22:** Response Spectrum Base Reactions (Ton)

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
SX	1	U1	0.05	9.2	0	-45.966	0.252	179.638
SX	2	U1	1637.38	-27.82	0	190.58	8046.95	-27431.8
SX	3	U1	308.97	17.56	0	-143.08	1486.33	1298.904
SX	4	U1	0.01	1.11	0	-3.195	0.009	-2.161
SX	5	U1	0.05	-1.31	0	3.749	-0.127	-48.901
SX	6	U1	23.02	0.04	0	-2.356	17.624	-526.535
SX	7	U1	2.99	-0.13	0	2.799	0.54	62.692
SX	8	U1	17.61	-3.07	0	3.74	4.433	-374.098
SX	9	U1	0.96	1.43	0	-2.189	0.122	15.268
SX	10	U1	0.1	0.11	0	1.146	0.052	6.453
SX	11	U1	78.42	21.09	0	-5.117	-13.528	700.134
SX	12	U1	15.25	-1.38	0	-5.672	-3.255	-331.548
SX	All	All	1930.96	22.45	0	75.966	9432.19	26186.589
SY	1	U2	9.2	1733.08	0	-8654.4	47.387	33822.139
SY	2	U2	-27.82	0.47	0	-3.238	-136.736	466.129
SY	3	U2	17.56	1	0	-8.134	84.497	73.842
SY	4	U2	1.11	162.99	0	-469.79	1.341	-317.709
SY	5	U2	-1.31	36.49	0	-104.48	3.54	1362.936
SY	6	U2	0.04	0	0	-0.004	0.033	-0.989
SY	7	U2	-0.13	0.01	0	-0.123	-0.024	-2.746
SY	8	U2	-3.07	0.54	0	-0.653	-0.774	65.312
SY	9	U2	1.43	2.11	0	-3.248	0.181	22.657
SY	10	U2	0.11	0.13	0	1.314	0.059	7.403
SY	11	U2	21.09	5.67	0	-1.376	-3.638	188.258
SY	12	U2	-1.38	0.13	0	0.514	0.295	30.071
SY	All	All	22.45	1748.34	0	8686.15	63.917	34072.888

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

7. Relación  $V_o^*/V_o$ :

Debido a que  $V_o^* > V_o$ , se calcula esta relación que multiplica el espectro de diseño.

$$V_o^*/V_o = 195,605/1,93$$

$$V_o^*/V_o = 101,35$$

**Tabla 23:** Espectro de Diseño Corregido

Tabla de valores			
Espectro de Respuesta		Espectro de Diseño	
0.0000	31.6054	0.0000	31.6054
0.0500	42.9833	0.0500	27.5770
0.1000	54.3613	0.1000	23.6908
0.1500	65.7392	0.1500	20.9566
0.2000	77.1172	0.2000	18.9942
0.2500	88.4951	0.2500	17.5291
0.3000	88.4951	0.3000	16.3948
0.3500	88.4951	0.3500	15.4897
0.4000	88.4951	0.4000	14.7492
0.4500	88.4951	0.4500	14.7492
0.5000	88.4951	0.5000	14.7492
0.5500	88.4951	0.5500	14.7492
0.6000	88.4951	0.6000	14.7492
0.6500	88.4951	0.6500	14.7492
0.7000	88.4951	0.7000	14.7492
0.7500	88.4951	0.7500	14.7492
0.8000	88.4951	0.8000	14.7492
0.8500	88.4951	0.8500	14.7492
0.9000	88.4951	0.9000	14.7492
0.9500	88.4951	0.9500	14.7492
1.0000	88.4951	1.0000	14.7492
1.0500	84.2811	1.0500	14.0468
1.1000	80.4501	1.1000	13.4084
1.1500	76.9523	1.1500	12.8254
1.2000	73.7459	1.2000	12.2910
1.2500	70.7961	1.2500	11.7993
1.3000	68.0732	1.3000	11.3455
1.3500	65.5519	1.3500	10.9253
1.4000	63.2108	1.4000	10.5351
1.4500	61.0311	1.4500	10.1719

Tabla de valores			
Espectro de Respuesta		Espectro de Diseño	
1.5000	58.9967	1.5000	9.8328
1.5500	57.0936	1.5500	9.5156
1.6000	55.3094	1.6000	9.2182
1.6500	53.6334	1.6500	8.9389
1.7000	52.0560	1.7000	8.6760
1.7500	50.5686	1.7500	8.4281
1.8000	49.1640	1.8000	8.1940
1.8500	47.8352	1.8500	7.9725
1.9000	46.5764	1.9000	7.7627
1.9500	45.3821	1.9500	7.5637
2.0000	44.2476	2.0000	7.3746
2.0500	43.1683	2.0500	7.1947
2.1000	42.1405	2.1000	7.0234
2.1500	41.1605	2.1500	6.8601
2.2000	40.2251	2.2000	6.7042
2.2500	39.3312	2.2500	6.5552
2.3000	38.4761	2.3000	6.4127
2.3500	37.6575	2.3500	6.2762
2.4000	36.8730	2.4000	6.1455
2.4500	36.1205	2.4500	6.0201
2.5000	35.3980	2.5000	5.8997

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

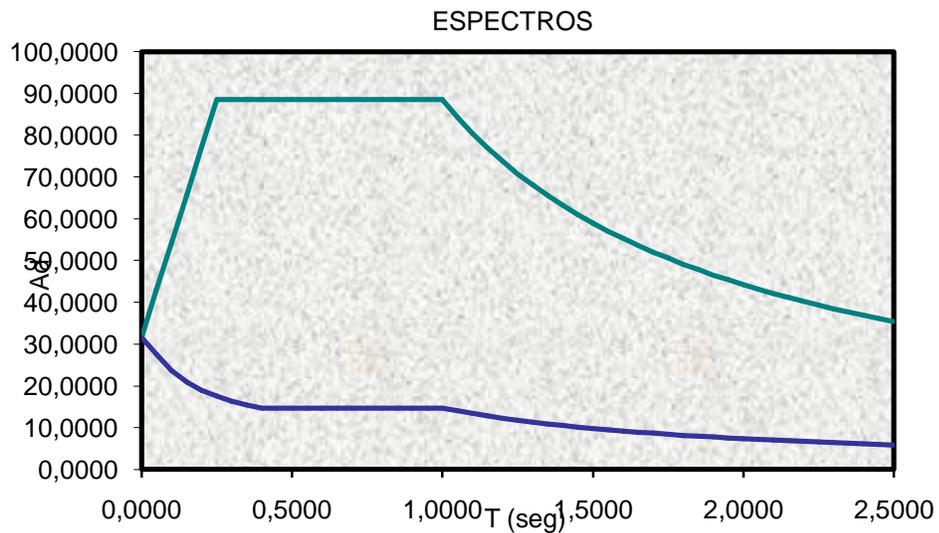


Figura 107: Espectros por corrección de cortante basal.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

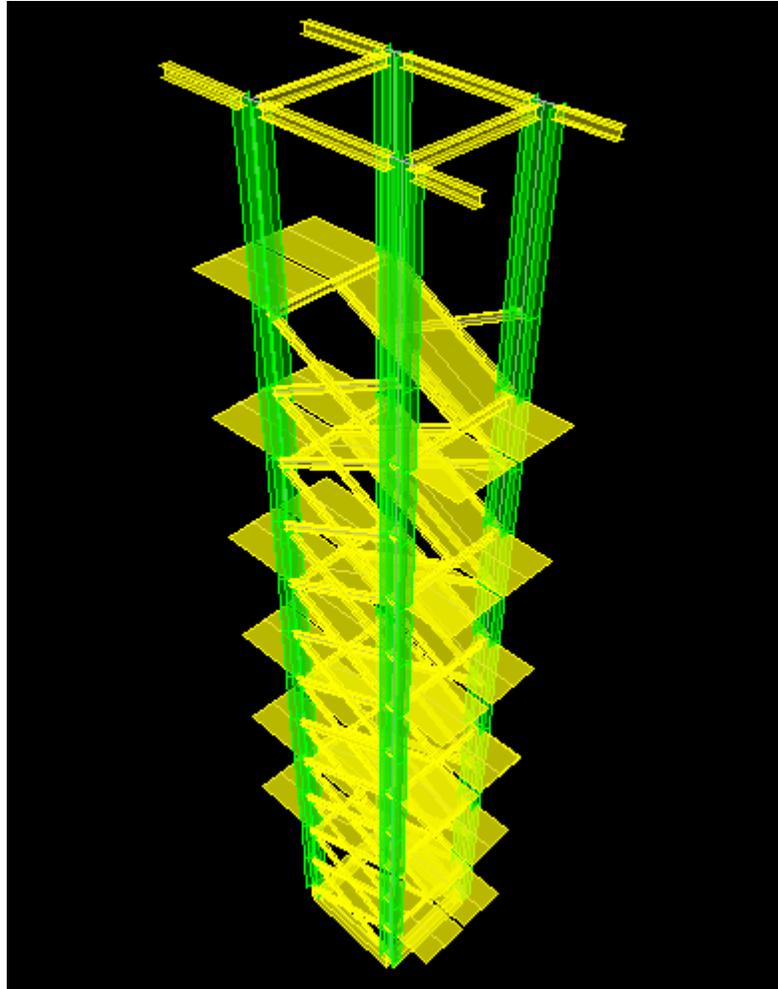
El espectro de diseño corregido se introduce en el Modelo de ETABS y se verifica nuevamente que la resistencia de los elementos estructurales se siga cumpliendo.

- **Análisis de Resultados**

Finalmente se alcanzan las dimensiones siguientes de los elementos que conforman la estación-escuela, siendo las que cumplen criterios de ductilidad y sismorresistencia, a la vez que ofrecen confort y seguridad. Las secciones resultantes se caracterizan por ser, a pesar de la importancia de la estructura, de un tamaño moderado lo que implica que el diseño resulta considerablemente óptimo.

- Vigas de Carga 40x50.
- Columnas 45x45.
- Vigas Sismorresistente 35x40.
- Losa de Entrepiso (e=25cm).
- Losa de Techo (e=20cm).
- Pedestal 50x50
- Viga de Riostra 40x60.
- Zapata Cuadrada 180x180.

- **Modelo de Escalera Externa de Estación de Bomberos:**



**Figura 108:** Modelo de escalera externa

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

## 1. Losas

### **Losa Techo Escalera Externa (Losacero e=8cm):**

- **Peso propio:**

$$P_p = \gamma_{\text{concreto}} * e + \text{Lámina Calibre \#20} = 200 \text{ kg/ m}^2 + 9,54 \text{ kg/ m}^2$$

$$P_p = 209,54 \text{ kg/ m}^2 \rightarrow 210 \text{ kg/ m}^2$$

- Pendiente igual o menor del 15 % → 100 kg/m<sup>2</sup>
- Impermeabilizaciones 4mm → 4 kg/m<sup>2</sup>
- CP (carga permanente):

CP = PESO PROPIO + PENDIENTE + IMPERMEABILIZACION

$$\mathbf{CP=314Kg/m^2}$$

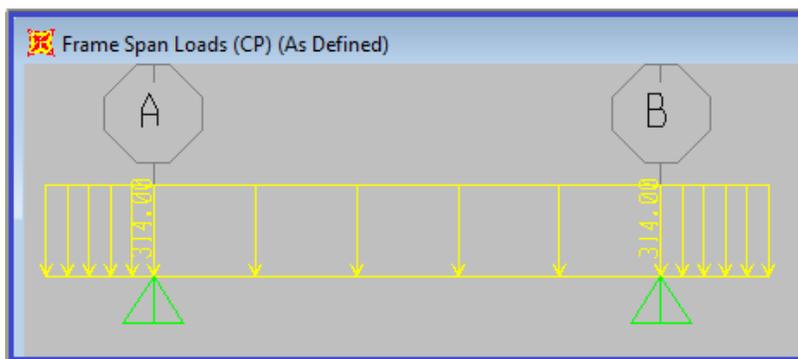
- CV (carga viva):

De la norma de acciones mínimas COVENIN MINDUR 2002-88, se obtiene CV (carga viva):

Véase figura 67.

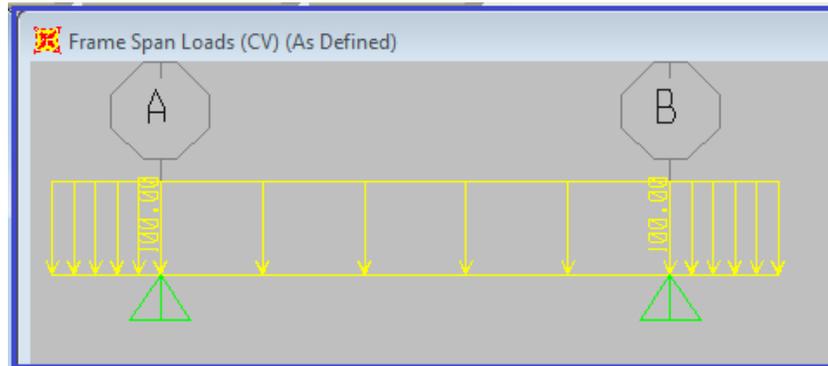
$$\mathbf{CV=100 Kg/m^2}$$

Haciendo uso del SAP 2000 V.14 se procede a modelar las losas tal como se muestra:



**Figura 109:** Losa de techo cargada por CP.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 110:** Losa de techo cargada por CV.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

**Losa de Escalera Externa (Peldaños en Lámina Estriada 3/16”):**

- Peso propio:  
Pp= Lámina Estriada 3/16”= 25 kg/ m<sup>2</sup>
- Pasamanos → 50 kg/m<sup>2</sup>
- CP (carga permanente):

CP = PESO PROPIO + PASAMANOS

<b>CP=85 Kg/m<sup>2</sup></b>
-------------------------------

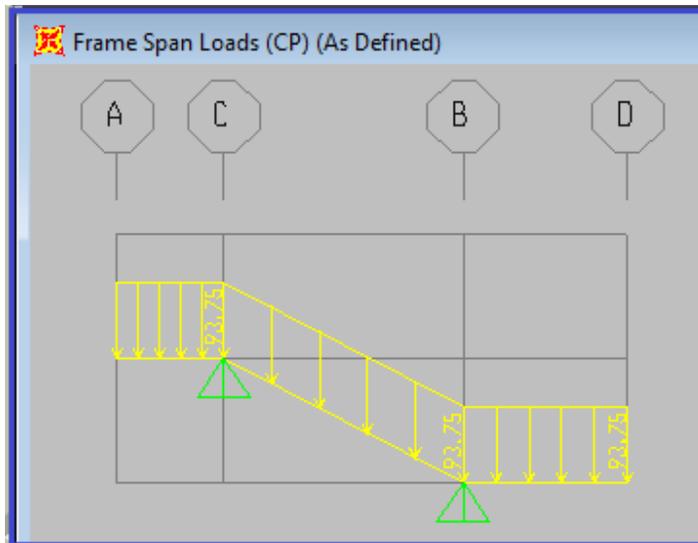
- CV (carga viva):

De la norma de acciones mínimas COVENIN MINDUR 2002-88, se obtiene CV (carga viva):

Véase figura 67.

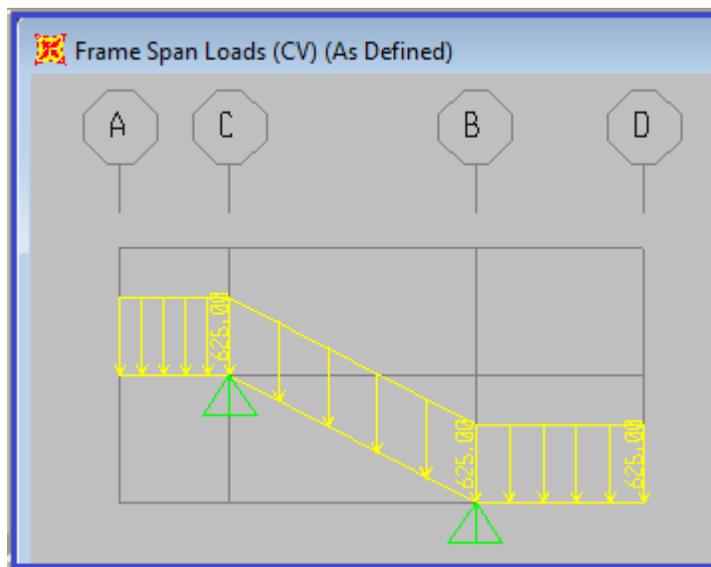
<b>CV=500 Kg/m<sup>2</sup></b>
--------------------------------

Haciendo uso del SAP 2000 V.14 se procede a modelar las losas tal como se muestra:



**Figura 111:** Losa de escalera cargada por CP.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

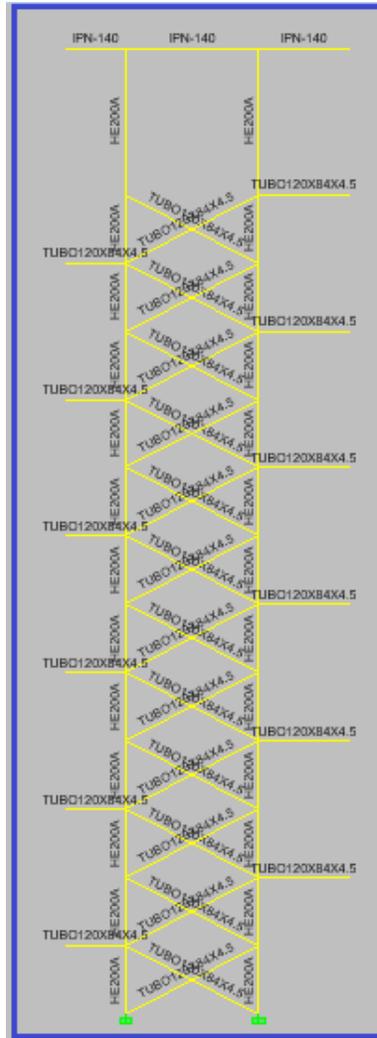


**Figura 112:** Losa de escalera cargada por CV.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

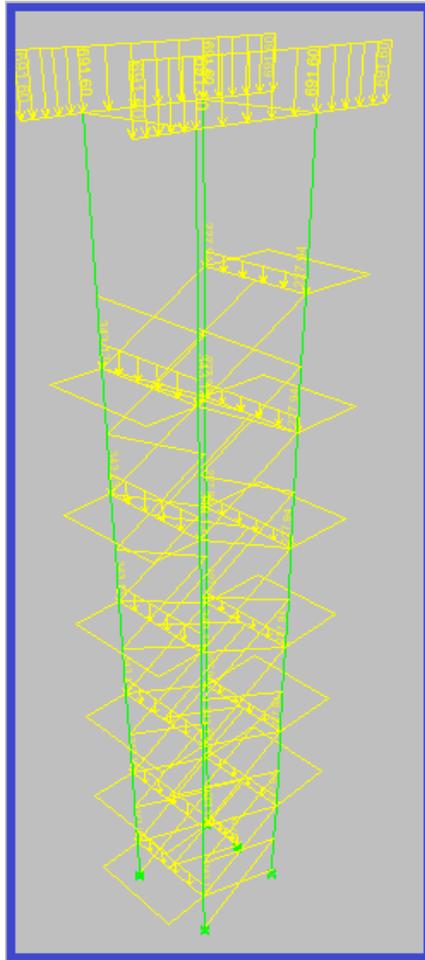
## 2. Modelo en ETABS de la Escalera Externa

Se sigue el mismo lineamiento del modelado de la Estación de Bomberos, que comprende asignar cargas, espectro de diseño, distribución de masas, diafragma rígido y combinaciones de diseño, además se define la escalera como una estructura en acero.



**Figura 113:** Secciones del pórtico B.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 114:** Escalera externa cargada.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

Posteriormente se hace el análisis de la estructura en el software, verificándose la resistencia de los elementos en acero y que los desplazamientos horizontales se encuentren dentro del rango permisible:

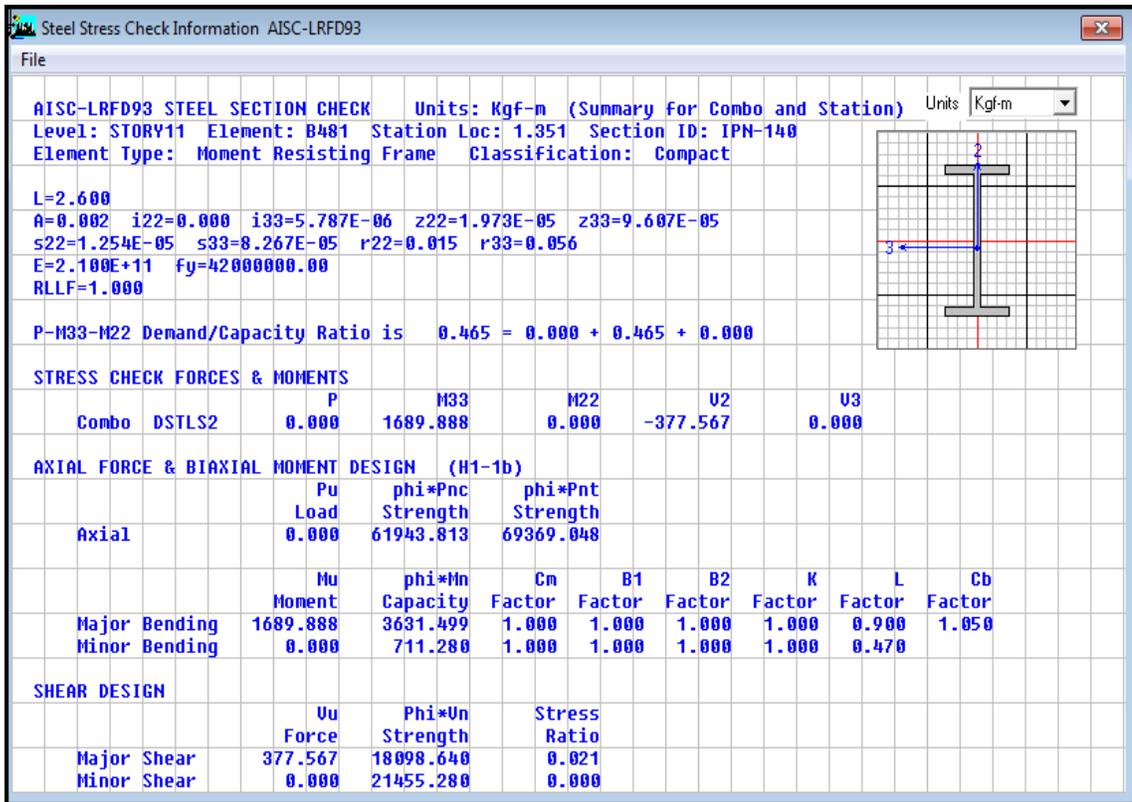


Figura 115: Verificación de tensiones del acero del perfil IPN-140.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

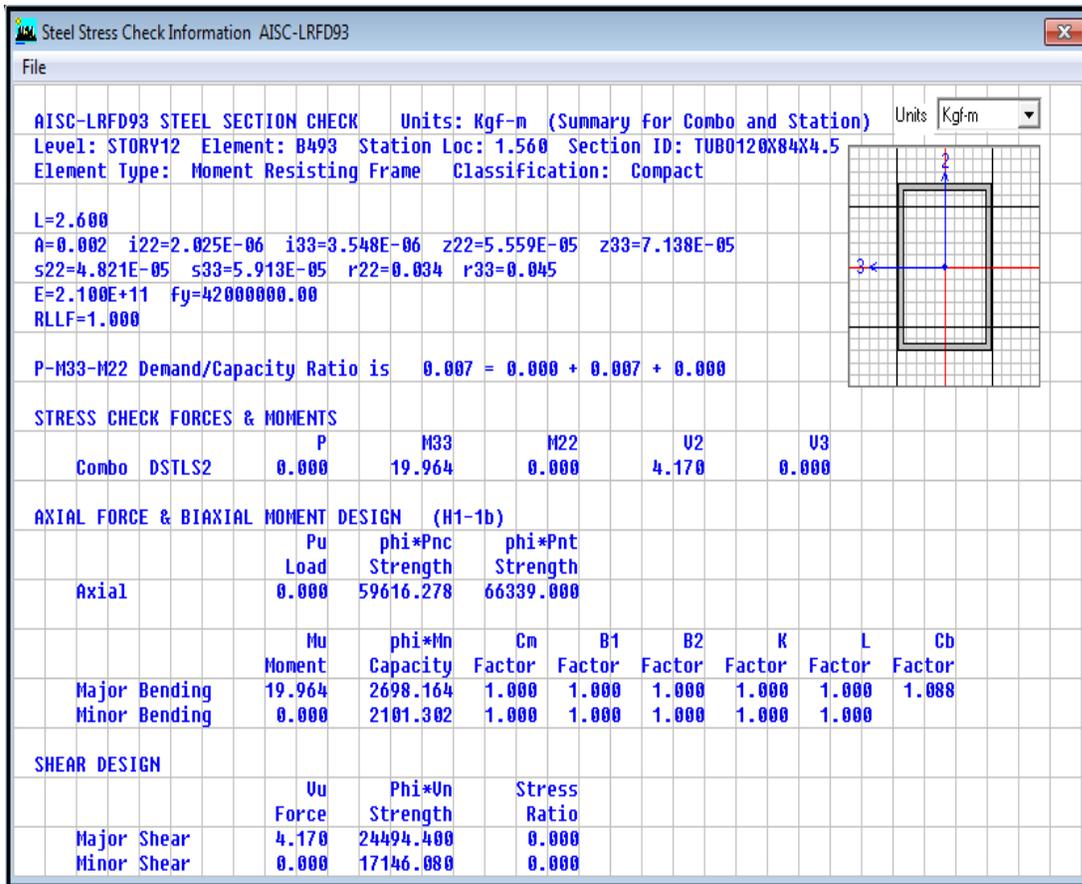


Figura 116: Verificación de tensiones del acero del tubo 120x84x4.5.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

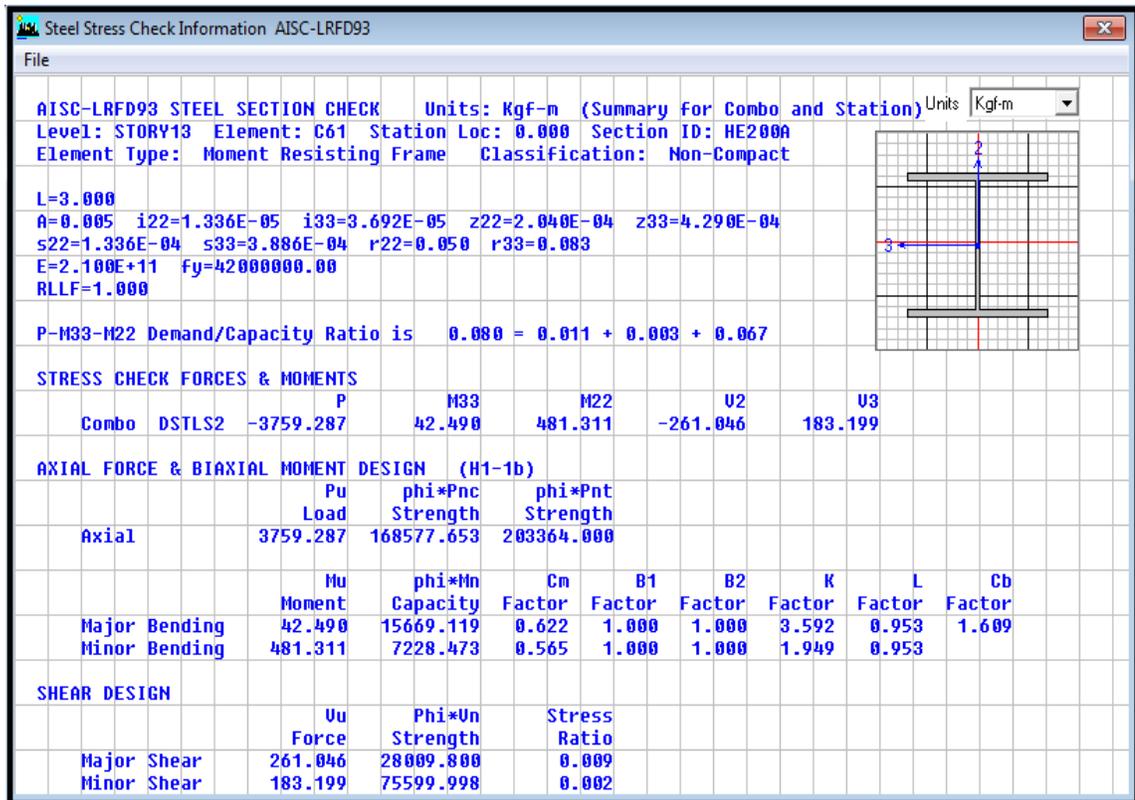
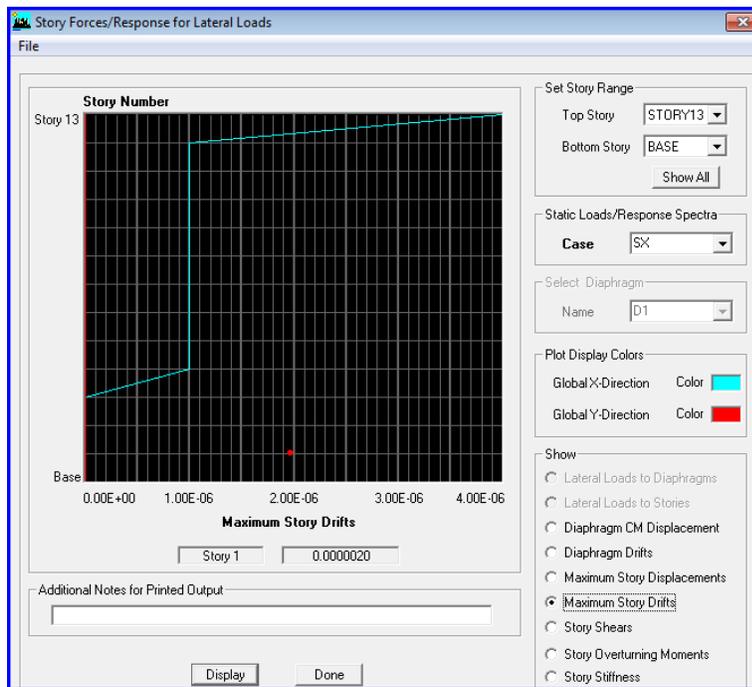


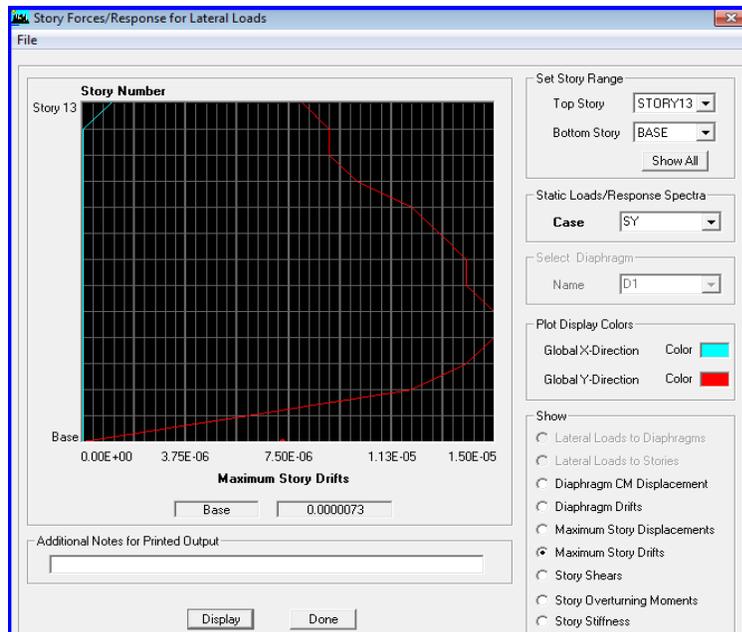
Figura 117: Verificación de tensiones del acero del perfil HE200A.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 118:** Deriva máxima en dirección X escalera.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 119:** Deriva máxima en dirección Y escalera.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

### 3. Fundaciones

- **Zapata:**

- Esfuerzo Admisible del Suelo

Para una profundidad de desplate  $D_f=2\text{m}$  se tiene un valor de esfuerzo  $\sigma_{D_f=2\text{m}}=0.9 \text{ kg/cm}^2$  (Estudio Geotécnico) este valor se permite incrementarse en un 20%, por lo que finalmente:

$$\sigma_{D_f=2\text{m}}=1.08 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 10.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{Admisible} = \frac{P}{A} \quad \rightarrow \quad Area = \frac{P}{\sigma_{Adm}}$$

Donde:

P: carga  $\rightarrow P_z \rightarrow P_z=28.705,57 \text{ Kg}$

- Área

$A= 26.579,23148 \text{ cm}^2 \rightarrow$  las zapatas serán cuadradas  $B \times B$  por lo que:

$$A = B * B$$

$B= 163,03 \text{ cm} \rightarrow 165 \text{ cm}$

Se procede a cargar los valores de diseño en el software SAFE V.12, con las cargas mayoradas obtenidas previamente:

$P_{u_x}= 76,66 \text{ kg}$

$P_{u_y}=11,05 \text{ kg}$

$P_{u_z}= 28.705,57 \text{ kg}$

$M_{u_x}= -8,516 \text{ kg-m}$

$M_{u_y}= 87,349 \text{ kg-m}$

$M_{u_z}= -12,938 \text{ kg-m}$

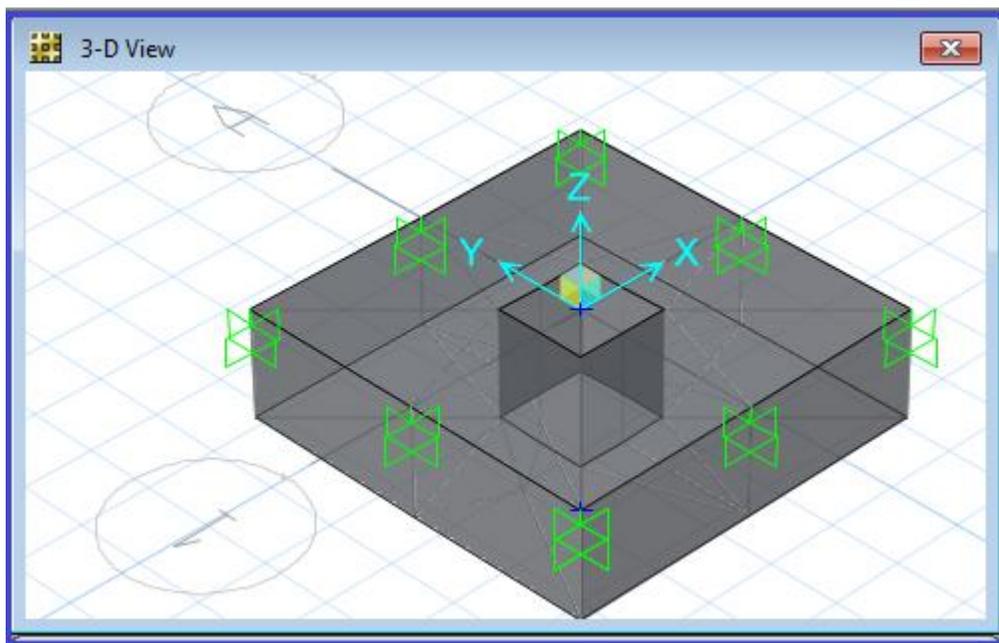
$\gamma = 1.78 \text{ ton/m}^3$  (peso específico del suelo, valor tomado del estudio Geotécnico).

$H_{\text{zapata}} = 40 \text{ cm} > d_{\text{min}}$

$d_{\text{min}}$ : altura útil (20cm)

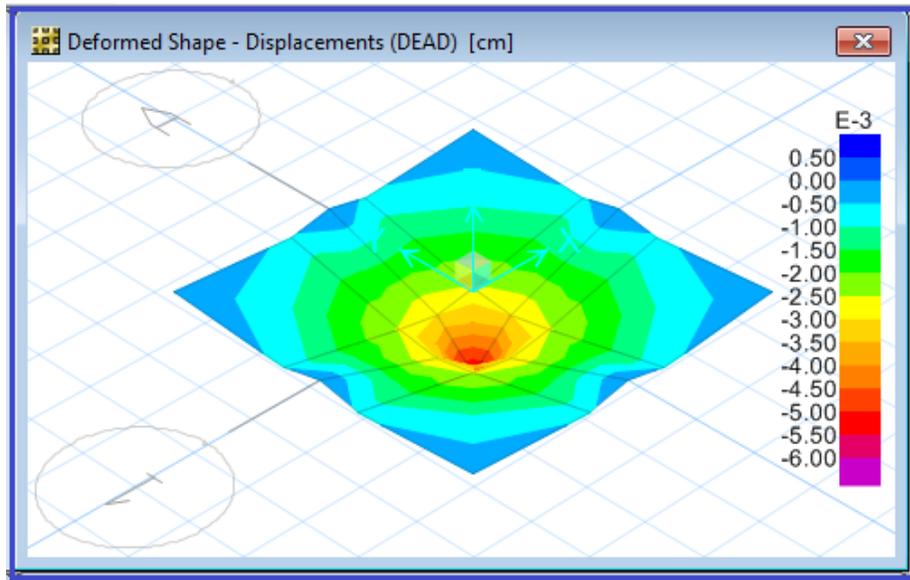
$B \times B = 165 \times 165$  (dimensiones de la zapata)

Este valor se reduce  $B \times B$  (140x140) luego de un proceso de iteración en el Safe V.12 para estas solicitaciones, teniendo así las dimensiones más óptimas para las zapatas.



**Figura 120:** Vista de zapata escalera externa.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



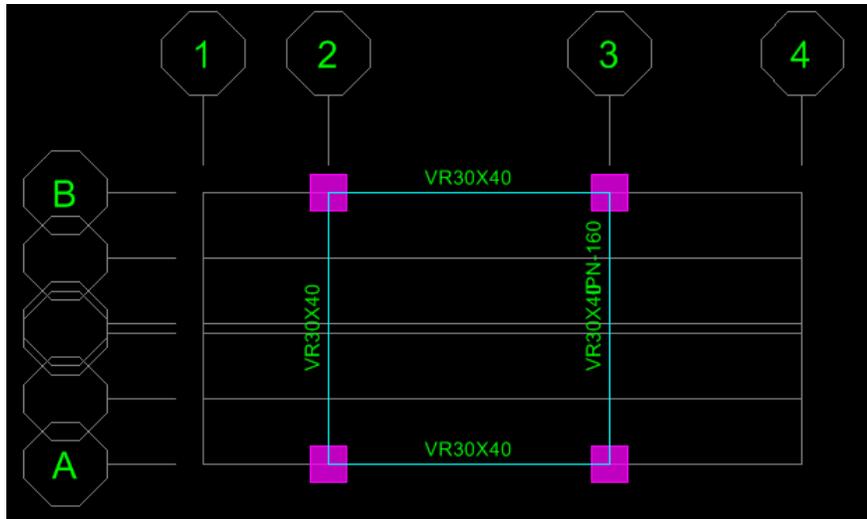
**Figura 121:** Deformada de zapata escalera externa.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

- **Pedestal y Viga de Riostra:**

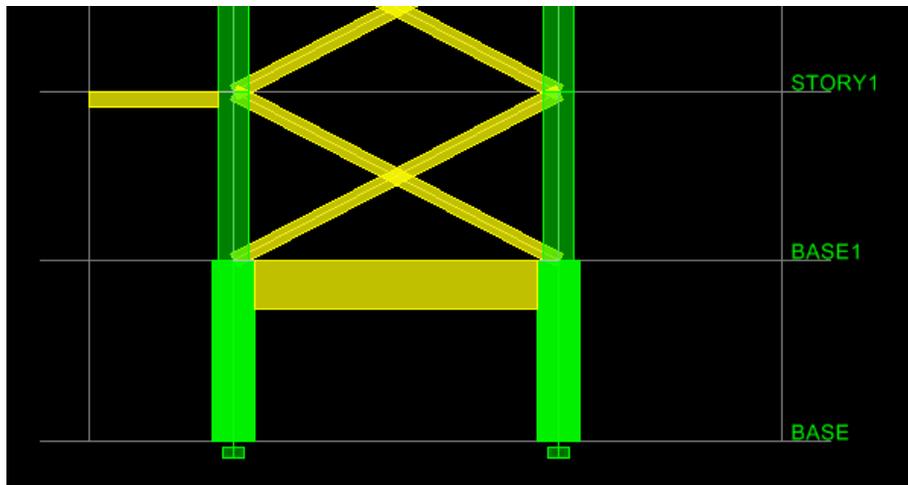
Resultan del análisis las siguientes secciones:

- Pedestal 35X35.
- Viga de Riostra 30X40



**Figura 122:** Vista de envigado de riostras escalera externa.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).



**Figura 123:** Vista de unión estructura en acero-fundaciones.

**Fuente:** Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

Tabla 24 Áreas de Acero, Corte y Punzomamiento:

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data													
Point	GlobalX	GlobalY	ReinfType	Status	Ratio	ShrStrMax	ShrStrCap	Vu	Mu2	Mu3	Depth	Perimeter	Location
Text	cm	cm	Text	Text	Unitless	kgf/cm2	kgf/cm2	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	cm	Text
1	-82.5	-82.5	None	OK	0.0186	0.26	13.91	192.26	-445.1	445.1	31.7	31.72	Corner
2	82.5	-82.5	None	OK	0.0186	0.26	13.91	192.26	-445.1	-445.1	31.7	31.72	Corner
3	82.5	82.5	None	OK	0.0186	0.26	13.91	192.26	445.1	-445.1	31.7	31.72	Corner
4	-82.5	82.5	None	OK	0.0186	0.26	13.91	192.26	445.1	445.1	31.7	31.72	Corner
9	0	0	None	OK	0.0139	0.19	13.91	778.72	-7.7E-10	-3.7E-10	31.7	126.8	Interior
10	-82.5	0	None	OK	0.0363	0.51	13.91	606.66	866.35	1881.23	31.7	114.22	Corner
11	82.5	0	None	OK	0.0363	0.51	13.91	606.66	866.35	-1881.2	31.7	114.22	Corner
12	0	-82.5	None	OK	0.0363	0.51	13.91	606.66	-1881.2	866.35	31.7	114.22	Corner
13	0	82.5	None	OK	0.0363	0.51	13.91	606.66	1881.23	866.35	31.7	114.22	Corner

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data												
Point	GlobalX	GlobalY	ReinfType	Status	Ratio	ShrStrMax	ShrStrCap	Vu	Mu2	Mu3	Depth	Perimeter
Text	cm	cm	Text	Text	Unitless	kgf/cm2	kgf/cm2	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	cm
1	-70	-70	None	OK	0.44	6.05	13.91	6698.08	11164.72	-11175.4	36.7	36.72
2	70	-70	None	OK	0.44	6.06	13.91	6713.07	11536.21	10694.2	36.7	36.72
3	70	70	None	OK	0.44	6.07	13.91	6727.69	-11067.07	11056.39	36.7	36.72
4	-70	70	None	OK	0.44	6.06	13.91	6712.7	-10695.57	-11537.59	36.7	36.72
9	0	0	None	OK	0.82	11.43	13.91	-64574.5	-239204.1	239266.44	36.7	211.72
10	-70	0	None	OK	0.95	13.25	13.91	29514.71	113143.29	-141144.2	36.7	106.72
11	70	0	None	OK	0.95	13.28	13.91	29612.84	114256.38	140893.61	36.7	106.72
12	0	-70	None	OK	0.95	13.25	13.91	29515.76	141136.67	-113189.7	36.7	106.72

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data												
Point	GlobalX	GlobalY	ReinfType	Status	Ratio	ShrStrMax	ShrStrCap	Vu	Mu2	Mu3	Depth	Perimeter
Text	cm	cm	Text	Text	Unitless	kgf/cm2	kgf/cm2	kgf	kgf-cm	kgf-cm	cm	cm
13	0	70	None	OK	0.95	13.28	13.91	29611.42	-140892.3	-114274.9	36.7	106.72

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

▪ **Detallado de Zapata:**

Acero Longitudinal:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * B * H$$

$$A_{s_{min}} = 10,395 \text{ cm}^2$$

Acero Distribuido:  $\Phi \frac{1}{2}$ " (1.27cm<sup>2</sup>)

$$\# \text{ Cabillas} = \frac{10.75 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2}$$

$$\# \text{ Cabillas} = 8,46 \rightarrow 9 \Phi \frac{1}{2}" (11,40 \text{ cm}^2)$$

Separación:

$$S_{\text{cálculo}} = \frac{B - 2 \text{ rec}}{\# \text{ cabillas}}$$

$$S_{\text{cálculo}} = 16,67 \text{ cm} \rightarrow 16 \text{ cm}$$

Longitud del Gancho:

$$L \text{ vertical} = 16 \Phi \text{ barra} \rightarrow L \text{ vertical} = 20.32 \text{ cm}$$

$$L \text{ vertical} = 25 \text{ cm.}$$

Ver Plano E-5 (Armado de la Zapata).

#### 4. Plancha Base

$$P_{u_x} = 1507,78 \text{ kg}$$

$$P_{u_y} = 950,64 \text{ kg}$$

$$P_{u_z} = 39557,50 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = -404,85 \text{ kg-m}$$

$$M_{u_y} = 475,709 \text{ kg-m}$$

$$M_{u_z} = 4,758 \text{ kg-m}$$

$$\text{Pedestal} = 35 \times 35$$

$$F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

- Aplastamiento del concreto

Se debe verificar que la carga  $P_u$  no supere la resistencia a compresión del concreto, es decir:

$$0,60(0,85 * f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1 > P_u$$

Donde:

$A_1$ : área de la placa.

$A_2$ : área del pedestal.

$$\text{Despejando } A_1 \rightarrow A_1 = 78,57 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} < 2$$

Despejando  $A1 \rightarrow A1=306,25 \text{ cm}^2$ , se elige el mayor valor.

HE260A:

- $bf=200\text{mm}$ .
- $d=190\text{mm}$ .

Tenemos que chequear que

$B > bf$  y  $N > d$  y además

$$A1 > bf * d$$

No cumple, por lo que se aumenta el área  $A1 \rightarrow 800 \text{ cm}^2$

Para asegurar espesores mínimos se recomienda que  $m=n$ , es decir

$$B = \sqrt{A1} - 0,50(0,95d - 0,80bf) > bf$$

$$B = 27,26 \rightarrow 30 \text{ cm}$$

$$N = \frac{A1}{B} > d$$

$$N = 26,67 \rightarrow 30 \text{ cm}$$

Plancha  $B \times N$  (30x30)

$$Ag = 900 \text{ cm}^2$$

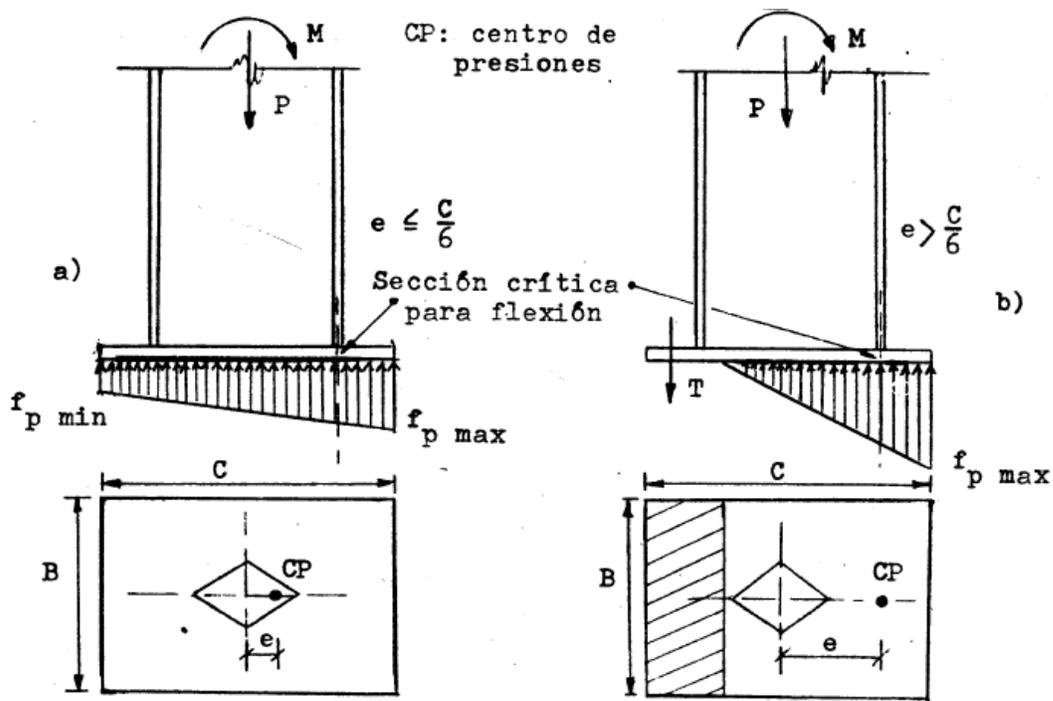


Figura 124: Casos de estudio para el diseño de plancha de apoyo.

Fuente: Navarro Greisy y Sandoval Aroldo (2011).

$$e = \frac{Mu}{Pu}$$

$$e = 1,20 \text{ cm} < N/6$$

$$Fp(\max \text{ ó } \min) = \frac{Pu}{B * N} * \left(1 \pm \frac{6e}{N}\right)$$

$$Fp \max = 54,50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < f'c$$

$$Fp \min = 33,40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En la sección crítica:

$$Fp_{CRITICO} = 48,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = \frac{N - 0,95 * d}{2}$$

$$m = 5,975 \text{ cm}$$

$$R = \frac{m}{2} * (Fp_{max} + Fp_{critica})$$

$$R = 262,59$$

$$X = \frac{m}{3} * \left( \frac{2Fp_{max} + Fp_{critico}}{Fp_{max} + Fp_{critico}} \right)$$

$$X = 3,04 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{4 * R * X}{0,90Fy}}$$

$$t = 1,191 \text{ cm}$$

$$t \rightarrow \frac{1}{2}''$$

Plancha 300x300x1/2"

- Longitud del Tensor (5/8"):

Fuerza del tensor:

$$Ft = 0,75 * (0,75 * Ag)Fu$$

$$F_t = 4.120 \text{ kg}$$

$$L_{Horizontal} = \frac{F_t/2}{0,70 * f'c * \phi_{barras}}$$

$$L_{Horizontal} = 7,41 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ cm}$$

$$L_{vertical} = 12\phi_{barras}$$

$$L_{vertical} = 19,056 \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$L_{Total} = L_{vertical} + L_{Horizontal}$$

$$L_{Total} = 30 \text{ cm}$$

- **Análisis de Resultados**

Finalmente se alcanzan las secciones siguientes de los elementos que conforman la escalera externa, siendo las que cumplen criterios de ductilidad y a su vez brindan seguridad.

- Vigas de Carga y Techo: Perfil IPN-140.
- Columnas: Perfil HE200A.
- Vigas de Amarre: Tubo 120x84x4.5.
- Losa de Techo: Losacero calibre # 20 (e = 8cm).
- Plancha de Apoyo 300x300x1/2".
- Pedestal 35x35.
- Viga de Riostra 30x40.
- Zapata Cuadrada 140x140.

## CONCLUSIONES

Al obtener las dimensiones de los elementos estructurales con el método dinámico espacial, que integran el sistema estructural de la estación del cuerpo de bomberos del municipio Bejuma del estado Carabobo, se consiguen excelentes resultados en cuanto a los requerimientos establecidos en las normativas COVENIN-MINDUR y a los criterios asumido bajo la asesoría de expertos en la materia.

Cabe destacar que se hizo énfasis en la importancia que tienen las edificaciones esenciales, ya que las mismas deben permanecer en perfecto funcionamiento durante y posterior a una emergencia sísmica o de otra naturaleza, con el firme propósito de subsanar la necesidad existente, debido a la falta de una infraestructura que posea los espacios físicos y resistentes apropiados para llevarse a cabo las tareas propias del cuerpo de bomberos dentro de la localidad del municipio antes mencionado.

El análisis del modelo de la estación con el uso del software ETABS mediante la opción de diseño de los elementos en concreto y acero, siguiendo las especificaciones de las normas ACI 318-2005 y LRFD-93, similares a las actualmente vigentes en nuestro país, muestra relaciones de demanda/capacidad de las vigas-columnas y desplazamientos laterales que no sobrepasan los límites permitidos; con las dimensiones resultantes de dicho análisis se puede concluir que las mismas tienen características moderadas pese a la importancia de la estructura en estudio, esto se debe a que la misma no posee gran elevación. De este modo, se garantiza el comportamiento dúctil y sismorresistente de la estructura, además de ser las más óptimas para la ejecución del proyecto, al tiempo que ofrecen confort y seguridad a la población.

## RECOMENDACIONES

Ciertamente, surge la necesidad de mencionar al lector algunas recomendaciones producto de llevar a cabo el proyecto factible, estas sirven de apoyo para próximos investigaciones futuras concernientes con el tema tratado:

- Se debe realizar un estudio geotécnico del sitio donde pretende realizar la obra, debido a que para efectos de la investigación se cuenta con un estudio de suelo de una construcción adyacente como lo es el POLICLINICO DE BEJUMA que data del 25 noviembre de 1991. Todo esto con el fin de hacer un recalcu lo del diseño de fundaciones, ajustado a la realidad a partir de los valores geotécnicos del sitio en cuestión los cuales son más representativos.
- Por otra parte, es importante mencionar que se debe inducir la enseñanza de la Dinámica para el cálculo estructural en la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Carabobo, sumado a los avances en tecnología que se tienen hoy en día, los cuales por medios de programas de cálculo son una herramienta sin duda alguna indispensable y fundamental para los ingenieros calculistas.
- Adoptar criterios propios fundamentados en el aprendizaje académico, experiencias, y expertos en la materia; teniendo en cuenta la constructibilidad a la hora de la ejecución de manera que no resulte engorroso el proceso constructivo.
- La inspección encargada de llevar a cabo la construcción deberá realizar la elaboración de los planos en taller referentes a las conexiones o uniones, entre los perfiles que constituyen la escalera externa.

## ANEXOS

PERFORACIONES DEL CENTRO C. A.  
ESTUDIOS DE SUELOS

Para: SRS. DEA, S.R.L.

Asunto: ESTUDIO DE SUELOS, EN PARCELA DE  
LA AV. FUNDADORES C/C BETANCOURT  
FRENTE A BEJUMA RANCH, EN LA  
CIBDAD DE BEJUMA

Fecha: 25 DE NOVIEMBRE DE 1991

Anexo 1: Estudio Geotécnico.

PERFORACIONES DEL CENTRO C.A.  
ESTUDIOS DE SUELOS

Valencia, 25 de Noviembre de 1991

Señores

DIA, S.R.L.

Ciudad.-

Atn. Arqu Rafael González.-

Estimados Señores:

Cumpliendo su pedido, hemos procedido a realizar Estudio de Suelos, en la parcela de terreno ubicada en la Av. Fundadores c/c Betancourt frente a Bejuma Ranch, en la ciudad de Bejuma.

En dicha parcela se proyecta la construcción de Centro - Policlínico de Cinco (5) Niveles.

En anexo les estamos enviando el informe final de dicho estudio, con sus respectivas recomendaciones.

Atentamente,

Por, PERFORACIONES DEL CENTRO, C.A.

  
Ing<sup>o</sup> Ricardo E. Hausz  
C.I.V. 3291

Anexo 1: Estudio Geotécnico.

### I.- INTRODUCCION.-

En este informe se dan los resultados de las investigaciones exploratorias del subsuelo en estudio, realizadas en terrenos de la parcela ubicada en la Av. Fundadores c/c Betan court, frente a Bejuma Ranch, en la ciudad de Bejuma.

El sitio está emplazado en la Unidad Geomorfológica II-5 (Cuenca del Lago de Valencia), Región Fisiográfica 12 (Cuenca del Lago de Valencia), Unidad Fisiográfica 12-A (Vertiente Norte de la Cuenca o Llanos de Valencia).

### SISMICIDAD.-

El sitio está ubicado dentro de la ZONA SISMICA 3, de acuerdo al mapa sísmico del país, elaborado por "COVENIN" (1756 1980-1982), con las normas antisísmicas para la construcción de edificaciones y adoptado por la Dirección de Edificios del Ministerio, como normas antisísmicas para construcciones y en actual vigencia.

### II.- EQUIPO UTILIZADO.-

El equipo utilizado para efectuar la exploración del sub suelo, consistió en una máquina de perforación rotativa y de percusión, una bomba a pistón, barras tipo "A" ( $\varnothing$  1 5/8"), fo rros de acero ( $\varnothing$  2 1/2") con cuchara sacamuestras tipo Standard (normal), cuchara partida A.S.T.M. D-1586 ( $\varnothing$  interno 1 - 3/8") y martillo de 140 lbs. de peso.

## Anexo 1: Estudio Geotécnico.

#### III.- ENSAJO NORMAL DE PENETRACION.-

El ensayo normal de penetración (S.P.T.), según las normas D-1586 de la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (A.S.T.M.), se realizó a cada metro de profundidad, a la vez que se hizo la toma de muestras, éste ensayo consiste en determinar en la perforación por percusión el número de golpes necesarios para hacer penetrar 30 Cms. lineales (un pié), el sacamuestras, utilizando para ello, un martillo de 140 Lbs. - de peso y con altura de caída libre de 76 Cms., el cual desarrolla una energía de 49 (Mts-Kgs).

#### IV.- ENSAYOS DE LABORATORIO.-

Con el objeto de determinar las propiedades Físico Mecánicas del subsuelo explorado, se le efectuaron los ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas a cada metro de profundidad, los ensayos se realizaron conforme a las normas A.S.T.M.

Al examinar visual, manual y mecánicamente las muestras del subsuelo obtenidas, se clasificaron los diferentes suelos detectados, de acuerdo a sus características de plasticidad y composición granulométrica, según criterios del Sistema Unificado de Clasificación (S.U.C.).

Los resultados de los sondeos, los registros de los ensayos normales de penetración y los valores obtenidos en los ensayos realizados en el laboratorio, se presentan tabulados en anexo de registro de perforación.

V.- DESCRIPCION GEOLOGICA DEL SUBSUELO.-

El subsuelo en estudio, fué explorado mediante Dos (2) sondeos exploratorios investigativos, identificados como P-1 y P-2, según se indica en hojas de registro de perforación anexas. Las perforaciones se avanzaron por el procedimiento convencional a lavado y percusión, usando forro de 2 1/2" de diámetro, recuperando muestras y ejecutando el ensayo normalizado de resistencia a la penetración (S.P.T.), a cada metro de profundidad.

En forma general el subsuelo en estudio se evidencia en el 74% de los casos, como suelos de una facie (granulometría) fina. Esta facie fina se divide así: en el 59% de los casos formando los estratos de arcilla (CL) arenosa con limo; y en el 15% formando los estratos de arena arcillosa (CL) con limo y grava. En ambos casos se observa en su composición algo de esquistos mico silíceo.

La granulometría gruesa, se aprecia en el 26% de los casos y la comprenden los estratos de la arena media a gruesa, limosa (SM) con grava y cuarzo. Igualmente en estos estratos de facie gruesa, siempre existe algo de esquistos mico silíceo, ya que su origen proviene de la desintegración de los esquistos.

VI.- SONDEOS EXPLORATORIOS REALIZADOS.-

CAPA ORGANICA:

En los sondeos exploratorios realizados se observa una primera capa de  $\pm$  0.60 Mts. de espesor, la cual es una arcí-

PERFORACIONES DEL CENTRO C. A.

ESTUDIOS DE SUELOS

-5-

lila arenosa con limo, con influencia orgánica. Su color es marrón oscuro y negro.

SONDEO N° 1:

Hasta 0,50 Mts. de profundidad, se aprecia una capa de arcilla arenosa con influencia orgánica.

De 1 a 5 Mts. de profundidad, se observa estrato de arcilla (CL) con arena fina y limo con mica, con algo de grava y cuarzo; su color es pardo rojizo y amarillo mateado de blanco.

De 6 a 12 Mts. de profundidad, se localiza estrato silico micoso desintegrado a suelo y con apariencia de arena media a gruesa limosa (SM), con grava y cuarzo, con muy escasa arcilla; su color es marrón y gris ligeramente amarillo.

SONDEO N° 2:

Hasta 0,70 Mts. de profundidad, se aprecia capa de arcilla arenosa con limo y con influencia orgánica; su color es marrón y negro.

De 1 a 7 Mts. de profundidad, se observa estrato de arcilla (CL) con arena fina y limo, con mica y algunos residuos esquistosos; su color es amarillo y gris ligeramente rojizo.

De 8 a 11 Mts. de profundidad, se manifiesta estrato de esquisto micossilicoso desintegrado a suelo, con apariencia de arena fina arcillosa (SC) con limo y grava con cuarzo; su color es gris, pardo rojizo y amarillo.

**Anexo 1: Estudio Geotécnico.**

De 12 a 15 Mts. de profundidad, se detecta estrato de arcilla (CL) limosa con poca arena fina; su color es gris y amarillo, moteado de blanco.

#### VII.- NIVEL FREÁTICO.-

El nivel freático no se interceptó a la profundidad de 12 y 15 metros a que se llevaron los sondeos exploratorios realizados.

#### VIII.- CONDICIONES FÍSICO MECÁNICAS DEL SUBSUELO.-

Las muestras extraídas de los sondeos exploratorios realizados, se han analizado y tratado en laboratorio, para conocer sus constantes, índices y calcular otros parámetros físico mecánicos del subsuelo investigado.

Los resultados indican que el subsuelo en estudio, presenta en el 74% de los casos, una facie fina, la cual está compuesta por las arcillas (CL) arenosas con limo (59%) y por las arenas arcillosas (SC), con limo y grava en un (15%) de los casos.

En esta facie fina, más del 35% del material pasa el tamiz N° 200 y además se aprecia que en sus límites de Atterberg, los valores del Índice Plástico contienen de 10 a 21% de humedad, lo que permite agruparlos como suelos de una mediana plasticidad o cohesión.

### Anexo 1: Estudio Geotécnico.

La facie gruesa se evidencia en un 26% en los estratos de suelos localizados en el estudio de suelos realizado.

Estos suelos de granulometría gruesa, por no presentar contenido apreciable de arcilla en su composición, se les consideran no cohesivos, o sea, no plásticos.

HUMEDAD NATURAL DEL SUBSUELO.-

La humedad natural del subsuelo investigado acusa de 6 a 20% de humedad.

VALORES PROMEDIOS OBTENIDOS  
(ESTRATOS DE MATERIAL SECO)

<u>ESTRATOS DE SUELOS</u>	<u>PESO UNIT. T/MT3.</u>	<u>PESO ESPEC. CRS/CM3.</u>	<u>ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA <math>\phi</math></u>
<u>GRUESO</u>			
Arena limosa con grava y limo (EM)	1.81	2.58	30 Grados
<u>FINO</u>			
Arena arcillosa - con limo y grava (SC)	1.78	2.72	25 Grados
<u>FINO</u>			
Arcilla arenosa y limosa (CL)	1.71	2.80	19 Grados

VALORES DE RESISTENCIA A LA COMPRESION INCONFINADA Y VALORES  
DE COHESION

A las muestras de los estratos arcillosos se les determinó el valor de la resistencia a la compresión inconfínada, con el penetrómetro e igualmente se le calculó el valor de la cohesión, los valores obtenidos son los siguientes:

- (A) La resistencia a la compresión inconfínada acusó valores de 1.5 a 4.8 Kgs/Cm<sup>2</sup>.
- (B) El cálculo de la cohesión da valores de 0.6 Kgs/Cm<sup>2</sup> a 1.8 Kgs/Cm<sup>2</sup>.

RESISTENCIA A LA PENETRACION.-

La resistencia que presenta el subsuelo explorado, al efectuar las pruebas normales de penetración (S.P.T.), es la siguiente:

- (a) Baja resistencia a la penetración, en el 6% de los casos, con 6 a 7 golpes de martillo al realizar la S.P.T.
- (b) Mediana resistencia a la penetración, en el 26% de los casos, con 10 a 29 golpes de martillo al efectuar la S.P.T.
- (c) Alta resistencia a la penetración, en el 50% de los casos con 30 a 60 golpes de martillo al realizar la S.P.T.
- (d) Muy alta resistencia a la penetración, en el 18% de los casos, con más de 60 golpes de martillo al realizar la S.P.T.

IX.- CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUBSUELO.-

Por los resultados obtenidos de los ensayos realizados a las muestras extraídas de los sondeos exploratorios y el valor numérico alcanzado al realizar las pruebas normales de penetración y aplicando la fórmula del profesor KARL TERZAGHI, se obtienen las siguientes capacidades de soporte del subsuelo, asumiendo dos (2) metros como lado menor de fundación y considerando un factor de tres (3) de seguridad.

Para 1 metro de profundidad .....	0.40 Kgs/Cm <sup>2</sup>
Para 2 metros de profundidad.....	0.90 Kgs/Cm <sup>2</sup>
Para 3 metros de profundidad.....	1.90 Kgs/Cm <sup>2</sup>
Para 4 metros de profundidad.....	2.50 Kgs/Cm <sup>2</sup>
Para 5 metros de profundidad.....	2.40 Kgs/Cm <sup>2</sup>

Estas tensiones admisibles se han calculado teniendo en cuenta las condiciones existentes en el subsuelo, al momento de realizar la investigación geotécnica.

Se han previsto asentamientos hasta de media (0.50) pulgada al aplicar las cargas máximas (citadas) al subsuelo por primera vez y a las cotas señaladas.

X.- CIMENTACIONES Y RECOMENDACIONES.-

Según los dos sondeos exploratorios realizados, éstos evidencian una primera capa de  $\pm$  0.60 Mts. de espesor de una arcilla con influencia orgánica (capa vegetal); en este caso se sugiere excavar y sacar esta primera capa con influencia orgánica, ya que no se considera adecuada como para apoyo de

los pisos de la edificación proyectada.

En consecuencia luego de sacar el suelo inapropiado en el área de la edificación propuesta, se recomienda sustituirlo por un material de préstamo de preferencia granular, el cual se sugiere colocarlo en capas no mayores de 0.30 Mts. de material suelto. Se recomienda aplicar una compactación ( al suelo del relleno) por el orden de  $\pm$  96% Referenciado al Proctor AASHO Modificado.

#### CIMENTACIONES AISLADAS ARRIOSTRADAS,-

Para la obra proyectada a construir, se recomienda fundar a la cota más conveniente y acorde con las solicitaciones a ser transmitidas al subsuelo por ésta edificación, lógicamente tomando en cuenta el valor de las tensiones admisibles calculadas del subsuelo a diferentes cotas.

Al analizar las tensiones admisibles del subsuelo calculadas a diferentes cotas, con valor de 0.40 a 2.40 Kgs/Cm<sup>2</sup> y a profundidad de 1 a 5 Mts.

Obviamente parecería lógico, el emplear cimentaciones aisladas y arriostradas, para la edificación propuesta; supeditado a esto, yá que las solicitaciones máximas no sobrepasen el orden de 75 Toneladas por columna.

En este caso, se recomiendan las cimentaciones a la cota de -2.50 Mts. de profundidad.

A esa cota (-2.50 Mts.) el suelo de fundación, se ha calculado con una presión admisible de 1.40 Kgs/Cm<sup>2</sup>.

### Anexo 1: Estudio Geotécnico.

Es recomendable colocar en el fondo de las excavaciones para las cimentaciones unos 0.15 Mts. de espesor de piedra picada o preferentemente concreto pobre; se ha observado que esta sana práctica mejora sensiblemente la capacidad de soporte del suelo de fundación.

En caso de que el suelo natural de asiento para la zapata no se considere adecuado para absorber la carga prevista - en el caso de detectar el suelo de fundación no apto, inestable o con bombas, se recomienda sobre excavar la profundidad de la fosa prudencialmente, para luego colocar un material de préstamo granular; siempre es conveniente colocar el material reemplazante con un ligero sobre ancho de  $\pm 0.20$  Mts. por lado, el cual se compactará a  $\pm 96\%$  del Proctor AASHO Modificado y finalmente llevarlo a la cota requerida de fundación.

#### CIMENTACIONES PROFUNDAS (PILOTES).-

Si dadas las solicitaciones de la edificación proyectada a construir, éstas son de altos valores y como consecuencia lógica, las tensiones admisibles del subsuelo calculadas (éstas), no satisfacen ampliamente las solicitaciones de la obra; se recomienda emplear Pilotes como sistema de fundación profundas.

En este caso, hemos estimado pilotes con fuste mínimo de 10 Mts. de largo y con diámetro variable según la carga a absorber y transmitir al subsuelo.

Para el tipo de suelo detectado en el estudio, recomendamos el pilote vaciado en sitio.

## Anexo 1: Estudio Geotécnico.

XI.- PARAMETROS Y VALORES A CONSIDERAR PARA EL CALCULO Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN PARA LA EDIFICACIÓN.-

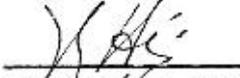
Para el cálculo y diseño de las fundaciones para la edificación, se dan los siguientes valores y parámetros geotécnicos del subsuelo investigado:

- 1.- Composición del subsuelo: 59% como estrato de arcilla limosa con arena, 15% como estrato de arena arcillosa y 26% como estrato de arena limosa con grava.
- 2.- Peso unitario promedio del suelo .....1.780 Kgs/Mt<sup>3</sup>.
- 3.- Peso específico del subsuelo .....2.75 Grs/Cm<sup>3</sup>.
- 4.- Coeficiente de cohesión .....0.60 Kgs/Cm<sup>2</sup>.
- 5.- Angulo de fricción interna,  
considerar un valor promedio de ..... 22 Grados.
- 6.- Para el cálculo antisísmico de cimentaciones y estructuras de acuerdo a las Normas Venezolanas de edificaciones antisísmicas capítulo 6, el perfil del subsuelo estudiado puede considerarse del tipo S-3 (COVENIN 1756-1980-1982).
- 7.- Considerar las tensiones admisibles del subsuelo calculadas y citadas a diferentes cotas y recomendaciones, mencionadas en el estudio realizado.
- 8.- Conocer de las diferentes solicitudes propuestas de la edificación a construir.

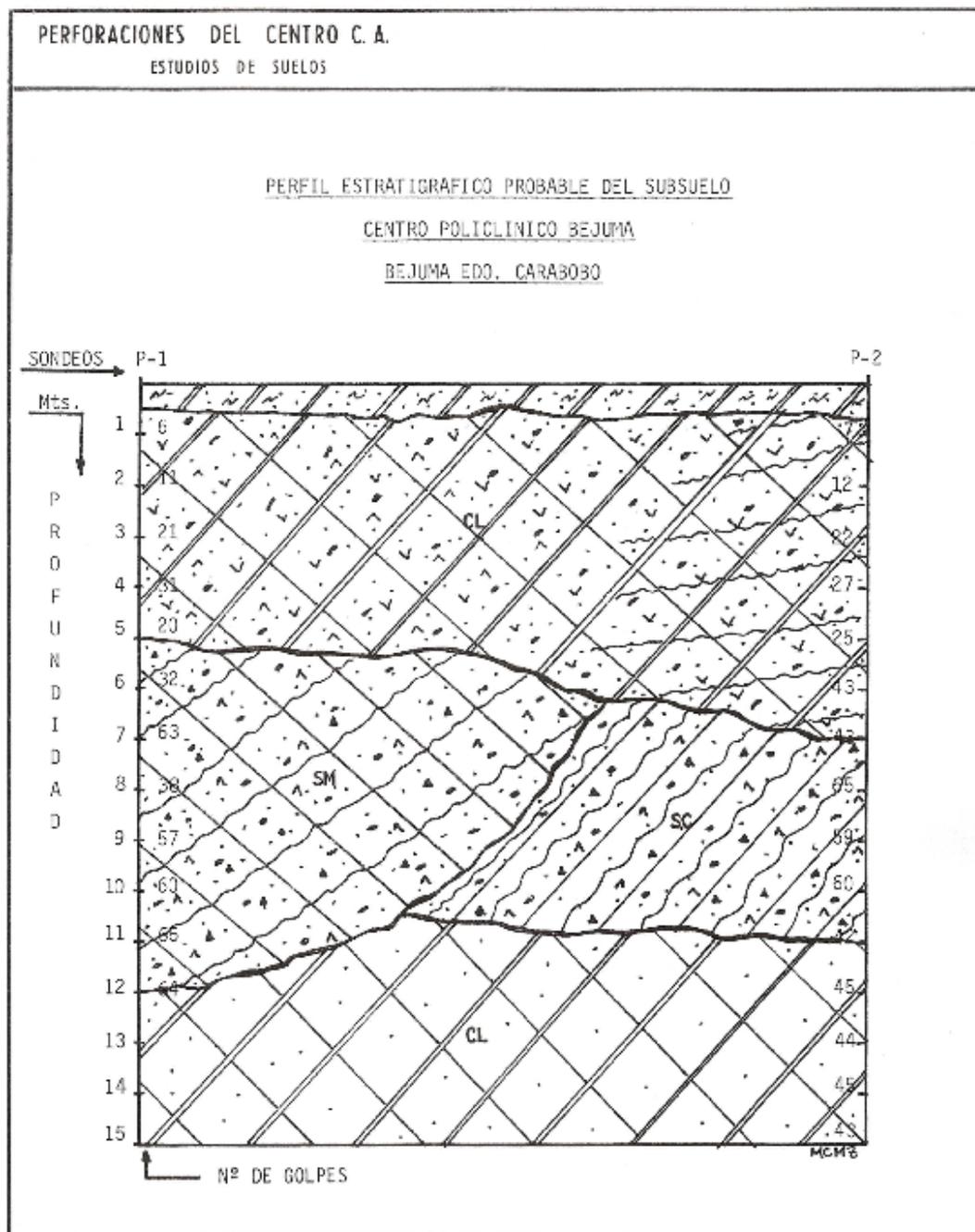
El Ingeniero Calculista del proyecto, decidirá en cuanto al tipo de fundación a emplear para la obra proyectada, así como también la cota más conveniente para el apoyo de las cimentaciones que se ajuste más adecuadamente a las solicita-

ciones propuestas, en función de las tensiones admisibles del subsuelo calculadas a diferentes cotas, ya que él conoce todo lo concerniente a solicitaciones, momentos, esfuerzos, etc., lógicamente tomando en cuenta los valores y datos aportados por el estudio de suelos realizado.

Por, PERFORACIONES DEL CENTRO, C.A.

  
Ing<sup>o</sup> Ricardo C. Hausz  
C.I.V. 3291

Anexo 1: Estudio Geotécnico.



Anexo 1: Estudio Geotécnico.







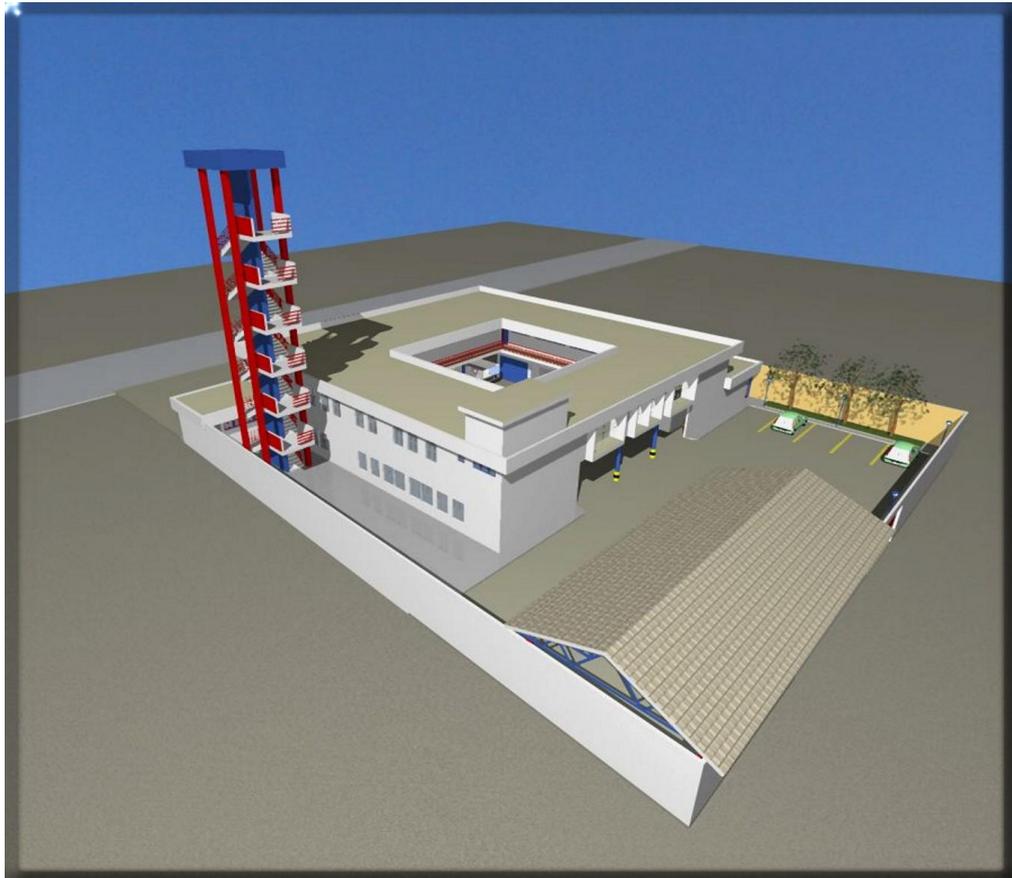
Anexo 2 Arquitectura.



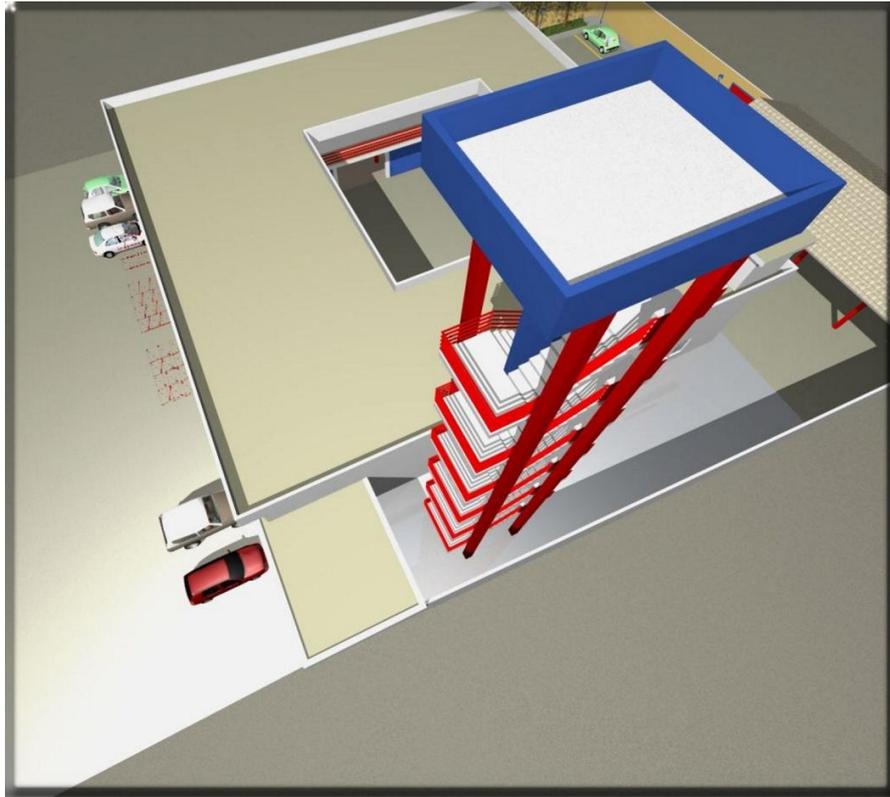
Anexo 2 Arquitectura.



**Anexo 2 Arquitectura.**



**Anexo 2 Arquitectura.**



**Anexo 2 Arquitectura.**



**Anexo 2 Arquitectura.**

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Aponte, C. y Plaza, M.** (Abril). Comparación de las Acciones Laterales Sísmicas por un Método de Análisis Estático y un Método de Análisis Dinámico en Edificaciones Aporticadas. Trabajo de grado de especialización. Universidad de Carabobo. Valencia, Venezuela.

**Barreto Smith, P. y Medina Becerra, R.** (2008). Estimación del comportamiento Dinámico del Edificio del Cuerpo de Bomberos de la Ciudad de Trujillo Edo. Trujillo. Trabajo de grado de especialización. Universidad de los Andes. Mérida, Venezuela.

**Barros, E. y Parra, B.** (2005). Estudio y Aplicación de una Metodología para la Planificación, Análisis y Diseño de Estructuras Aporticadas en Concreto Armado de acuerdo a las Nuevas Normativas COVENIN. Trabajo de grado de especialización. Universidad de Carabobo. Valencia, Venezuela.

**Bazán, M. y Meli, R.** (2010). Diseño Sísmico de Edificios. México: Editorial LIMUSA.

**Goytia Torrez, I. y Villanueva Inca, R.** (2001). Modernización de la Enseñanza Aprendizaje en la Asignatura de Ingeniería Antisísmica.

**Hernández, M.** (2006). Manual de Trabajo de Grado de Especialización y Maestrías y Tesis Doctorales. (4 a ed.). Caracas, Venezuela: Fondo Editorial de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador.

**Hurtado de Barrera, J.** (2008). El Proyecto de Investigación Comprensión Holística de la Metodología y la Investigación. (6a ed.). Caracas, Venezuela: Fundación Sypal.

Norma Venezolana COVENIN 1753-2006 Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. (2006). Caracas, Venezuela: Fondonorma.

Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes. (2001). Caracas, Venezuela: Fondonorma.

Norma Venezolana COVENIN 2002-88 Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. (2002). Caracas, Venezuela: Fondonorma.