1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SISMO Y UBICACIÓN DE DAÑOS

El sismo ocurrió el 9 de octubre de 1995 a las 9:36 horas (tiempo local), el epicentro se ubicó a 18.7° latitud norte y 104.3° longitud oeste, aproximadamente a 15 kilómetros al suoreste de la ciudad de Manzanillo, Colima. La magnitud del sismo, según el Instituto de Geofísica de la UNAM fue de 8.0 grados en la escala de Richter.

La ubicación del epicentro del sismo se presenta en la Figura 1.

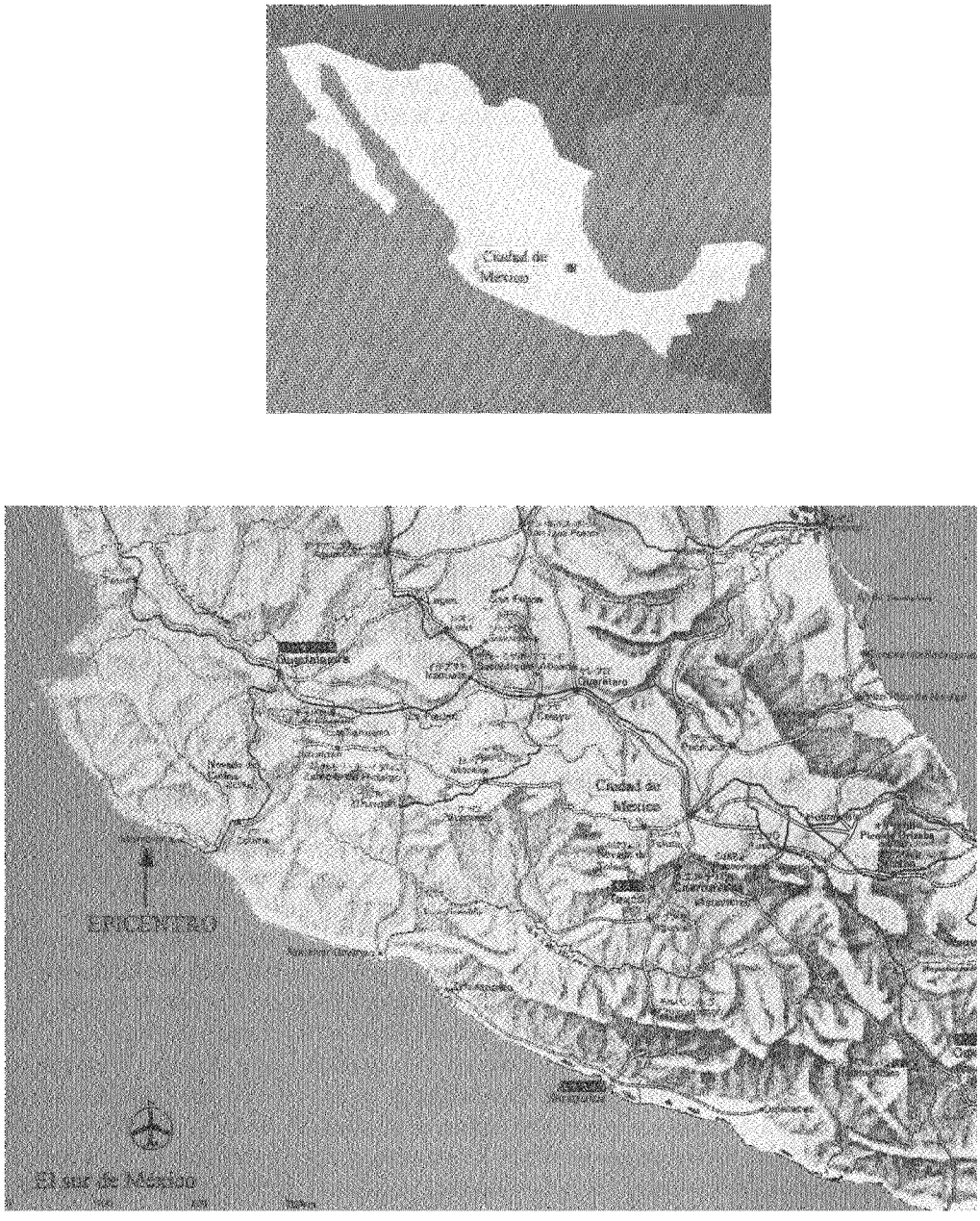


Figura 1. Ubicación del epicentro dentro de la República Mexicana

El sismo se puede considerar como un sismo tectónico producido por el movimiento relativo entre tres placas, la placa de Cocos, la placa de Norteamérica y la placa de Rivera. La parte continental de la República Mexicana se encuentra en la placa de Norteamérica, y en la frontera de esta se encajaron las placas de Cocos y Rivera. En la misma región se reporta un sismo de magnitud Ms=8.4 en la escala de Richter, ocurrido el 3 de julio de 1932.

En el sismo de 1932, de magnitud Ms=8.4 para el evento principal, se informó de una réplica importante dos días después con magnitud de Ms=7.5. En el presente sismo también se registró un número considerable de réplicas, pero de menor magnitud que el evento principal. Por la distancia que existe entre los epicentros, se puede pensar que no existe relación alguna entre el mecanismo que originó el sismo del 14 de septiembre del mismo año, con el sismo que se trata en este informe. En la Figura 2 se presenta una distribución de epicentros de algunos de los sismos de mayor relevancia que se han registrado en la costa pacífica mexicana.

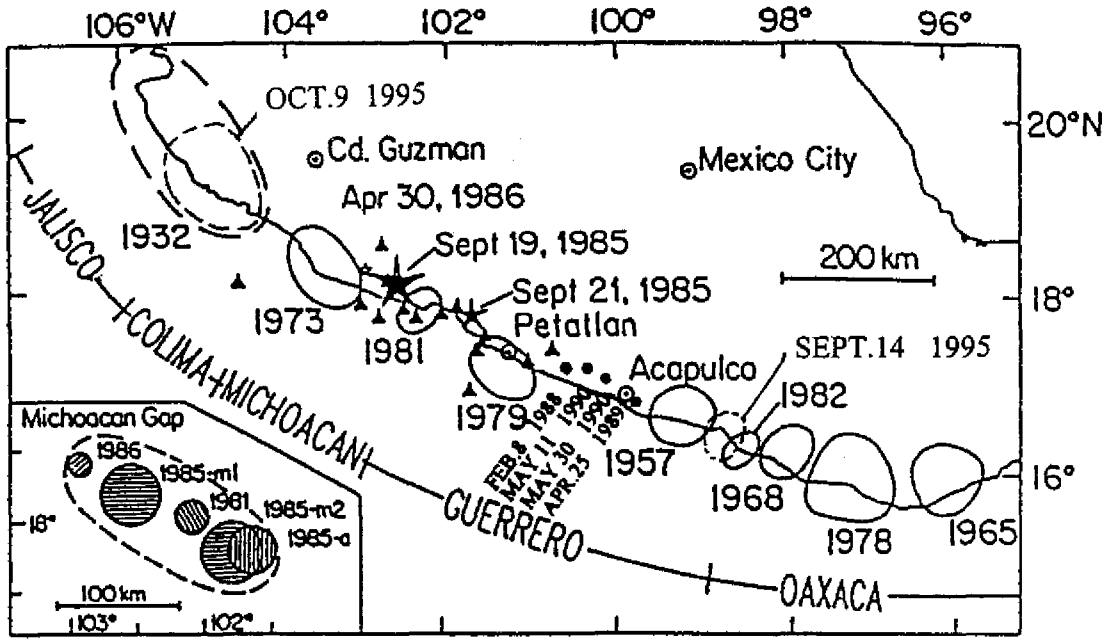


Figura 2. Distribución de epicentros de eventos sísmicos importantes en la costa del Océano Pacífico de la República Mexicana

Según información periodística (periódico Excelsior 11 de octubre de 1995), la mayor parte de los daños provocados por el sismo se concentraron en las ciudades de Manzanillo, en el Estado de Colima; y las ciudades de Cihuatlán, Melaque, Barra de Navidad y Jaluco, en el estado de Jalisco. Sin embargo, también se reportaron daños en las ciudades de Armería y Villa de Alvarez, en el Estado de Colima; así como en las ciudades de La Huerta, Tenamaxtlán, Ameca, Casimiro Castillo, Puerto Vallarta, Guadalajara y en la vecindad del Lago de Chapala, en el Estado de Jalisco. Incluso se reportaron daños en la catedral de Tepic, capital del Estado de Nayarit, localizada aproximadamente a 500 kilómetros al noreste de la zona epicentral. La ubicación de estas ciudades dentro de la República Mexicana se presenta en las Figuras 3A y 3B.

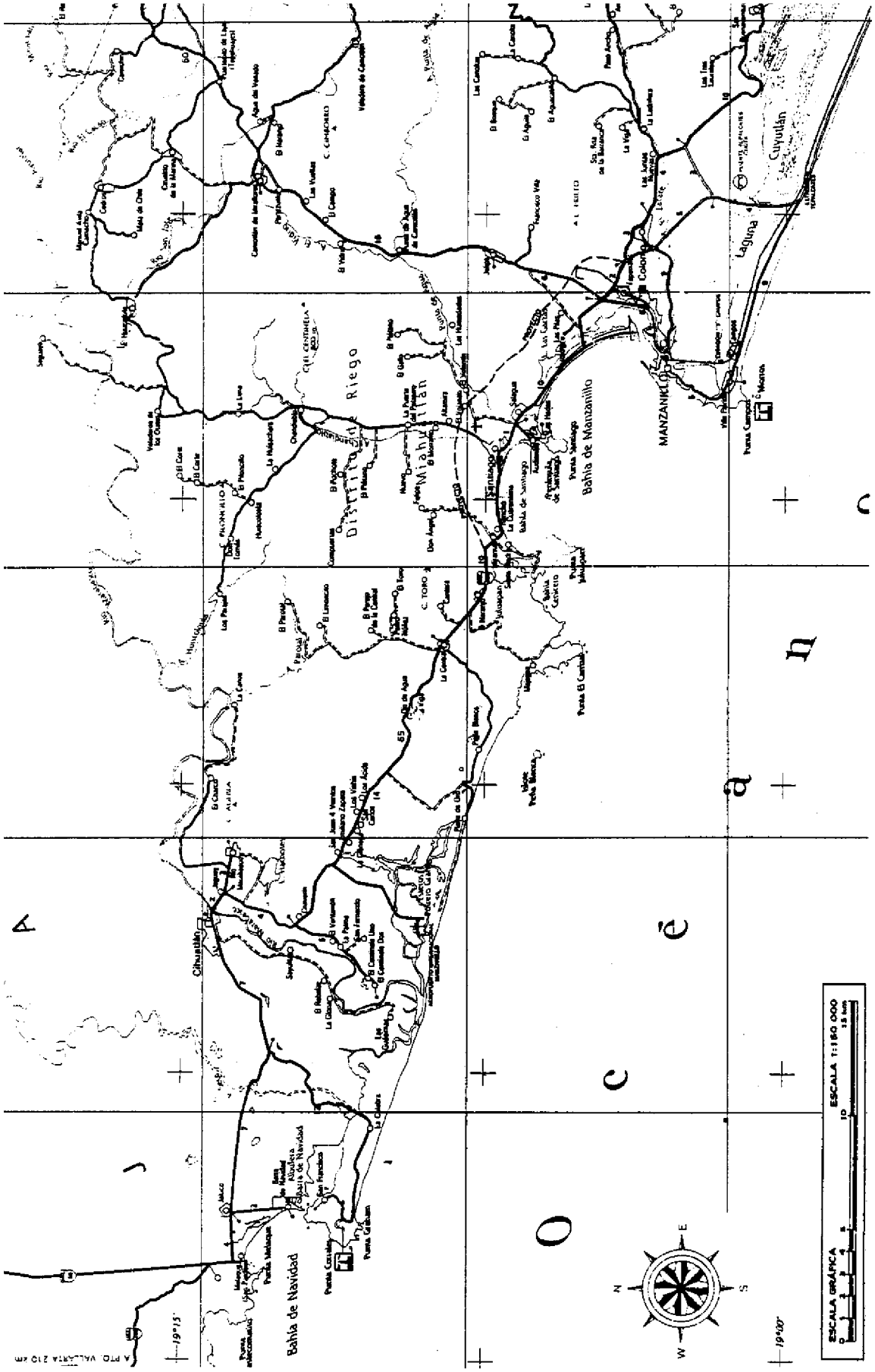


Figura 3A. Mapa de la zona de inspección(1)

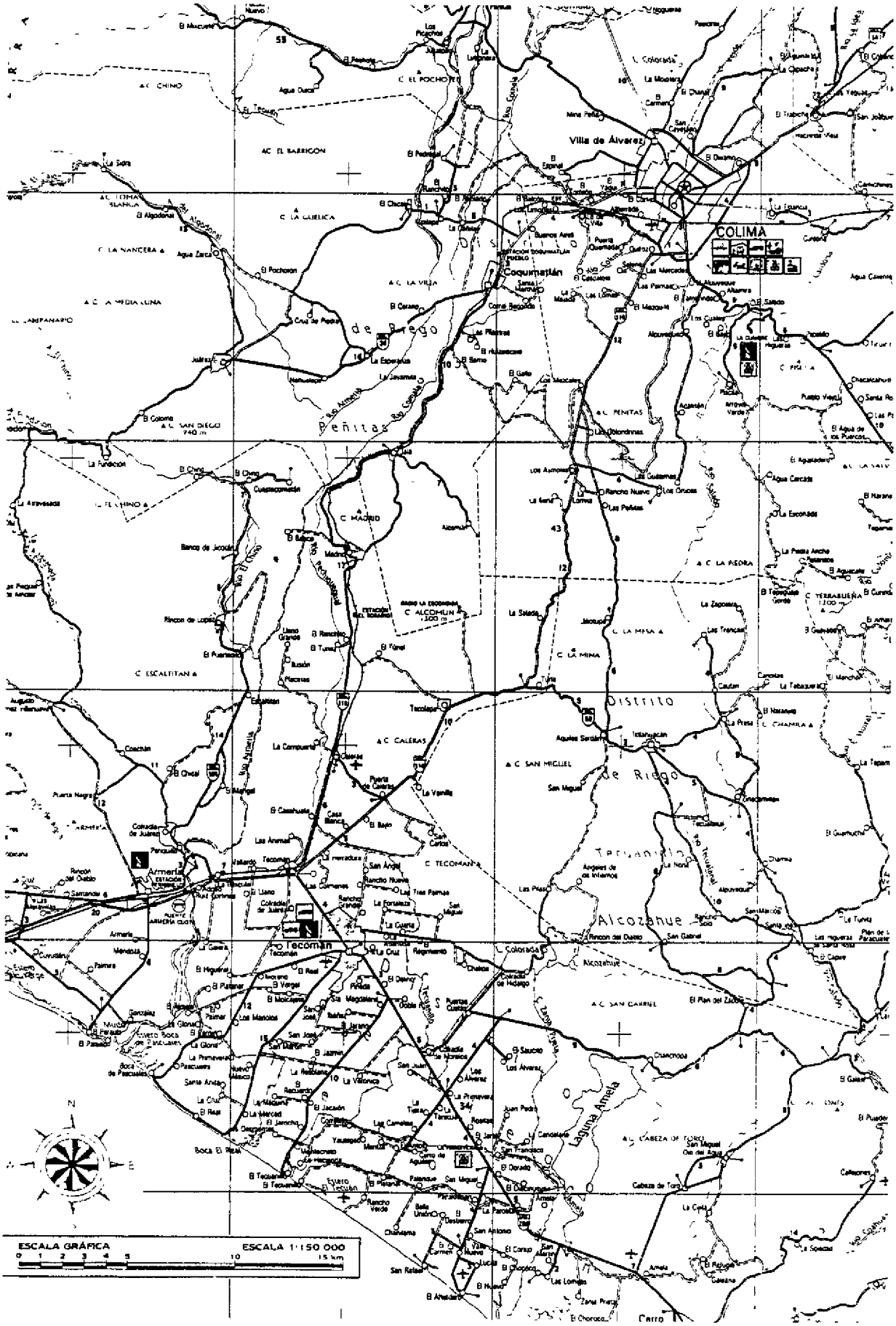


Figura 3B. Mapa de la zona de inspección(2)

2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA INSPECCIÓN

2.1 Objetivo

Se presenta un informe de los daños característicos y representativos que se observaron en las ciudades con mayor densidad de daño como fueron Manzanillo, Cihuatlán, Melaque, Barra de Navidad y Jaluco; así como las características de los daños observados en edificaciones de la ciudad de Armería, localizada al este del epicentro en la misma vecindad de la zona epicentral.

2.2 La ciudad de Manzanillo

2.2.1 Descripción general de los daños

Los daños de mayor relevancia en la ciudad de Manzanillo fueron la falla total del Hotel Costa Real, la falla total de parte de una edificación en Plaza Santiago, la falla total de la zona de estacionamiento de la terminal para autobuses foráneos y el desprendimiento y desaparición de parte del malecón del puerto. También hubo otras edificaciones que sufrieron daños de menor envergadura, como son el Hotel Los Ruiseñores, el edificio de TELMEX, un edificio destinado a cinematógrafo en la vecindad del edificio de TELMEX, etc. Otro fenómeno importante que se observó en la ciudad de Manzanillo, fue la licuación de arenas en la zona del puerto, siendo este fenómeno de particular relevancia en el daño a edificaciones en la colonia Libertad, colonia ubicada al sur de la ciudad de Manzanillo, en la vecindad de Punta de Campos. Es preciso mencionar que, en la mayor parte de las edificaciones antes mencionadas con falla total o daño parcial, no se observó el fenómeno de licuación en la estructura del subsuelo. También es importante hacer notar que no se observó daño estructural de importancia en la zona centro de la ciudad de Manzanillo, la mayor densidad de daños se presentó en la zona de costa.

En cuanto a la Plaza Santiago, se inspeccionaron todas las edificaciones que componen el complejo comercial, y se pudo comprobar que el nivel de daño estructural en general es menor. Sin embargo, en una de las edificaciones de la parte posterior del complejo, se presentó la falla total de la estructura de pasillos, estructura que es un apéndice de la estructura original.

En la Figura 4 se presenta la ubicación de las edificaciones y regiones con daño que fueron inspeccionadas dentro de la ciudad de Manzanillo.

Nota: La denominación de las barras de refuerzo se hace en milímetros de diámetro. Así, barras del No. 3, 4, 5, 6, 8, 10 y 12 corresponden a barras de 10, 13, 16, 19, 25, 32 y 38 mm de diámetro, respectivamente.

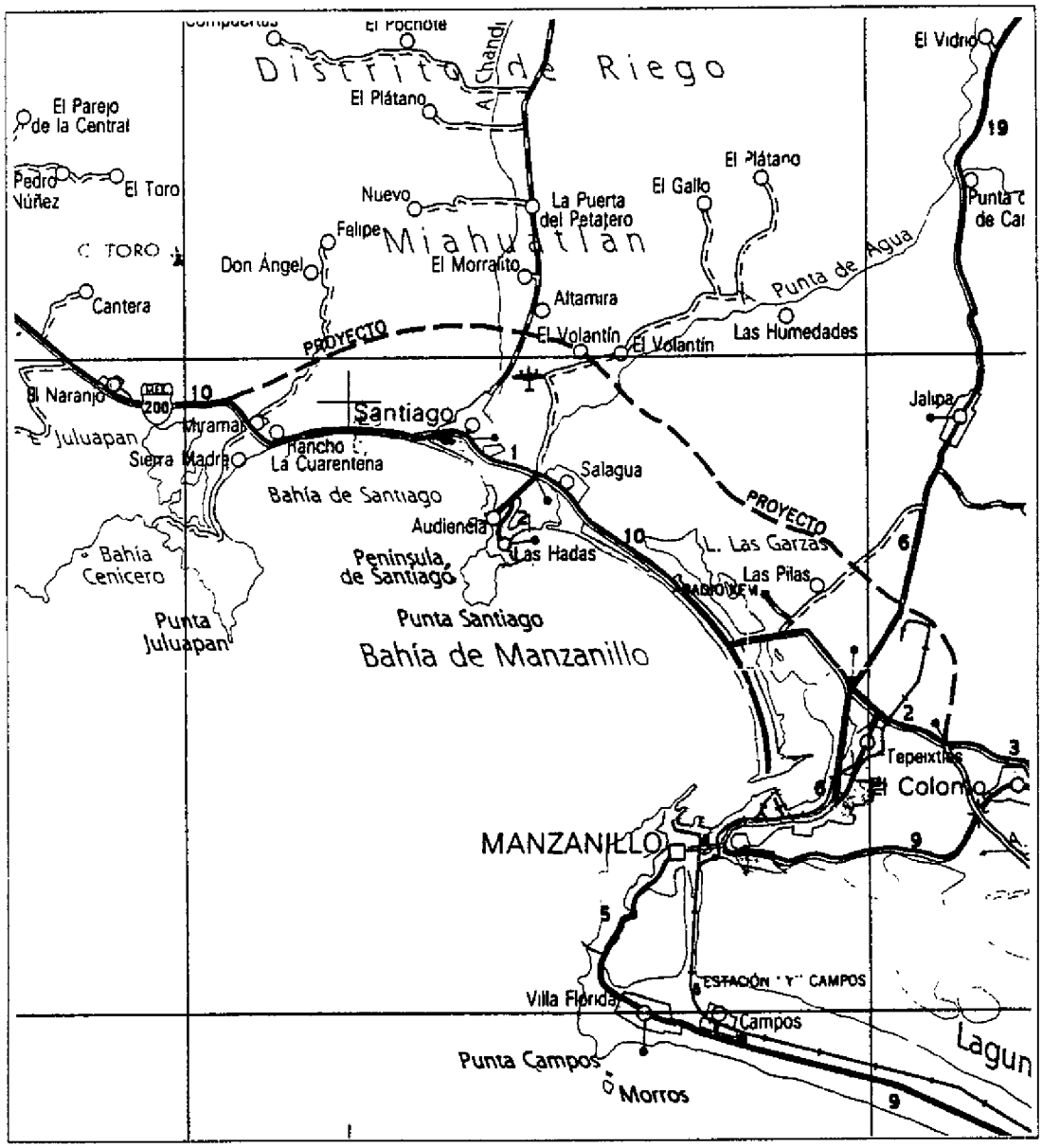


Figura 4. Ubicación, dentro de la ciudad de Manzanillo, de las zonas inspeccionadas

2.2.2 Estado de daño de las edificaciones inspeccionadas

2.2.2.1 Edificio del Hotel Costa Real

El hotel era un edificio de 9 niveles diseñado a finales de los años setenta y principios de los ochenta. La estructura era de concreto reforzado a base de marcos de columnas, trabes y losa maciza únicamente en el primer nivel; y marcos a base de losas planas con nervaduras y aligeradas con bloques huecos de concreto en los niveles superiores. Los sistemas de piso a base de losa plana presentaban una zona maciza de concreto alrededor de la columna. Estructuralmente el edificio presentaba irregularidades en elevación, siendo la más notable el hecho de que columnas de algunos ejes no descargaban directamente en la cimentación, sino en la trabe del sistema de piso del primer nivel. También era notable la excentricidad de un eje de columnas de los niveles superiores, respecto al eje de columnas del primer nivel en el marco en la dirección corta de la fachada oeste del edificio.

El edificio estaba sobre la costa de la bahía de Manzanillo, colindando con construcciones de mampostería confinada de pocos niveles, edificaciones que presentaron daño de ligero a nulo.

A raíz de los sismos de 1985, donde se presentaron daños severos en elementos no-estructurales, la estructura aparentemente se reforzó. El refuerzo de la estructura probablemente se debió a que las trabes primarias del segundo nivel, sostenían ejes de columnas que se apoyaban en estas trabes sin llegar a la cimentación, lo que pudo provocar el agrietamiento por cortante ante cargas verticales de largo plazo en la mayoría de estas trabes primarias.

Se observó un incremento en la sección transversal de algunas columnas (principalmente aquéllas correspondientes a la planta baja o primer nivel, incrementándose las dimensiones de la sección transversal de 60 a 70 cm por lado). Se reforzó por cortante las trabes primarias del primer nivel, colocando estribos exteriores en forma de U anclados en la parte superior de la losa mediante soleras y tuercas.

Producto de la modificación del reglamento de diseño de la República Mexicana, la ciudad de Manzanillo se encuentra ubicada en la zona D, correspondiente a la zona de mayor intensidad sísmica esperada, y suponiendo que se encontraba el edificio desplantado en un suelo tipo arenoso (suelo tipo zona II), el coeficiente de cortante basal sería Co=0.56 g, valor que determinaría la resistencia lateral requerida en la estructura considerando el reglamento de diseño en vigor. Sin embargo, como se muestra después, la resistencia de la estructura resulta del orden de la requerida para estructuras ubicadas en la zona B de menor sismicidad (correspondiente a 1/2.8 veces la resistencia necesaria para la zona D, Co=0.2 g).

Al realizar la inspección se logró identificar la secuencia de construcción. Así, primeramente se colaba la columna inferior hasta el nivel de la cara inferior de la losa plana, posteriormente se colaba la misma losa, y finalmente se habilitaba el refuerzo y se colaba la columna del nivel inmediato superior. Aunque probablemente se hayan preparado las juntas de construcción con pequeñas llaves de corte, o rugosidad artificial, era evidente la formación de dos juntas frías en la zona de unión de los elementos verticales y horizontales. También, de la inspección de algunas columnas dañadas, se pudo identificar el uso de traslapes de refuerzo longitudinal en la zona de unión entre elementos verticales y horizontales, de aproximadamente 30 cm, y la escasez de refuerzo lateral en dichas zonas de traslape.

De las mediciones realizadas en campo, se pudo determinar las dimensiones de los elementos estructurales y conocer el nivel y entrepiso al que correspondian debido a que la forma de colapso de la estructura permitía identificar con claridad estos aspectos. Las columnas del primer nivel de 60 cm (algunas incrementadas a 70 cm producto del proceso de refuerzo), las columnas de los niveles 2 y 3 con 45 cm por lado, las de los niveles 4 y 5 con 40 cm por lado, las de los niveles 6 y 7 con 35 cm por lado, y finalmente las de los niveles 8 y 9 con 30 cm por lado La altura libre de entrepiso del primer nivel, era considerablemente alta, probablemente del orden de 4 metros.

Al momento de la inspección se estaban llevando a cabo los trabajos de remoción de escombros, y se pudo verificar por medio de un esclerómetro marca Schmidt (tipo N) la resistencia a la compresión del concreto empleado en cada uno de los niveles de la estructura. De los escombros de la estructura se eligieron segmentos de elementos estructurales suficientemente grandes y estables para poder realizar las pruebas de calidad y resistencia del

concreto estructural con el esclerómetro, tratando de evitar, en la medida de lo posible, la incidencia de perturbaciones en los resultados obtenidos por inestabilidad del espécimen o por presencia de acero de refuerzo. Las pruebas se realizaron haciendo incidir el esclerómetro perpendicularmente a la superficie de concreto a probar (el ángulo de incidencia fue en todos los casos de 90 grados). Dado que la mayoría de los elementos se encontraban derrumbados, los ángulos de prueba respecto a la horizontal fueron entre -45 y -90 grados. Unicamente en el caso de una columna del primer nivel, que permaneció vertical, las pruebas se realizaron con un ángulo de 0 grados respecto a la horizontal. Para cada uno de los segmentos se hicieron cuando menos tres pruebas en diferentes caras y partes del mismo. Los resultados de las pruebas se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Resultados de las pruebas con esclerómetro realizadas en campo

Elemento	Dimensiones* b x d (cm)	N	Angulo respecto a la horizontal	f 'c (kg/cm^2)
columna(8 y 9 pisos)	30 x 30	44, 44, 43	-45, -90	440
columna(6 y 7 pisos)	35 x 35	44, 45, 44	-45, -90	445
columna(5 pisos)	40 x 40	36, 35, 36	-45, -90	310
columna(3 pisos)	40 x 40	32, 32, 33	-45, -90	270
columna(1 piso)	60 x 60	47, 46, 46	0	450
losa(8 y 9pisos)	25 cm de espesor pisos superiores	38, 38, 32	-45, -90	330
losa(3 pisos)	25 cm de espesor tercer nivel	28, 27, 27	-45, -90	200

Notas: * Dimensiones obtenidas en campo durante la visita de los autores.
N: Número reportado en la carátula del esclerómetro.
f'c:Resistencia a la compresión del concreto

De los resultados de las pruebas con esclerómetro en campo, donde las muestras tenían las dimensiones y condiciones de estabilidad suficientes y adecuadas, los valores reportados de resistencia a la compresión del concreto muestran gran consistencia. Sin embargo, se observa una variación de la resistencia del concreto con la altura.

De la inspección se apreció insuficiencia en el refuerzo de la zona de unión. Considerando los reglamentos de construcción más avanzados, se puede mencionar que las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y transversal son cercanos al mínimo requerido. También es notable observar la distribución de resistencia del concreto y la distribución de cortantes incidentes de entrepiso (Figura 5), resultando de gran vulnerabilidad ante la incidencia de fuerzas laterales.

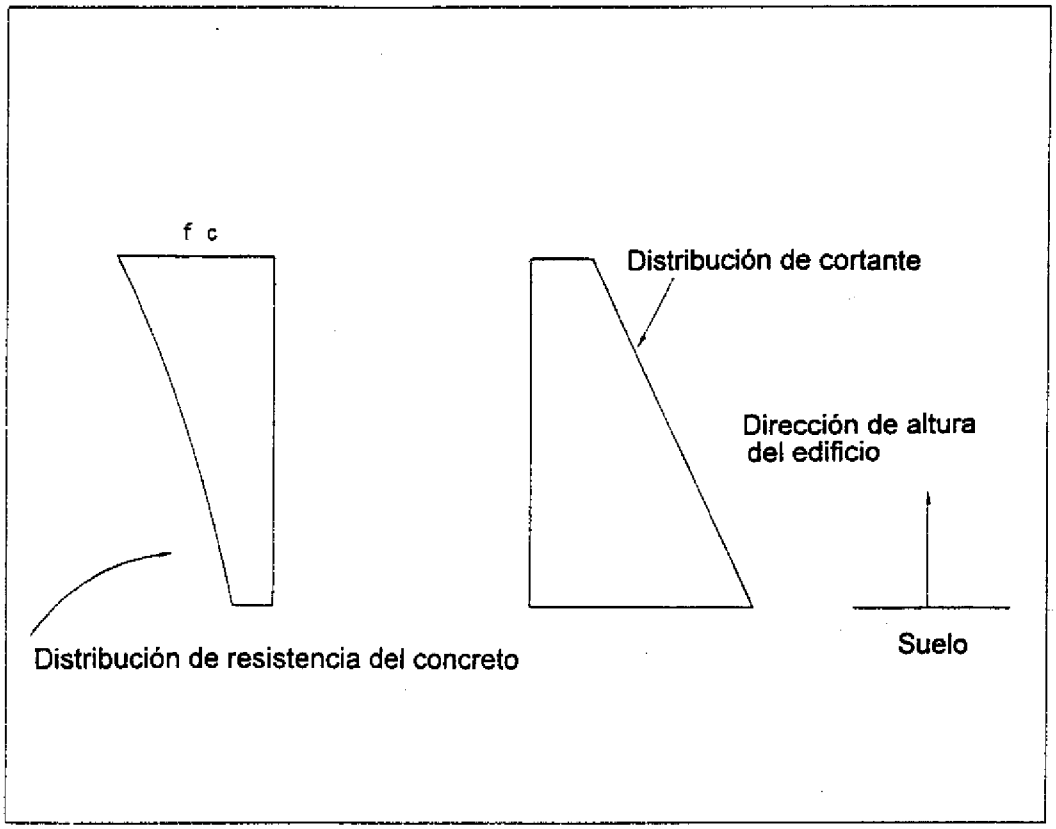


Figura 5. Distribución con la altura del edificio de la resistencia a la compresión del concreto y del cortante incidente de entrepiso

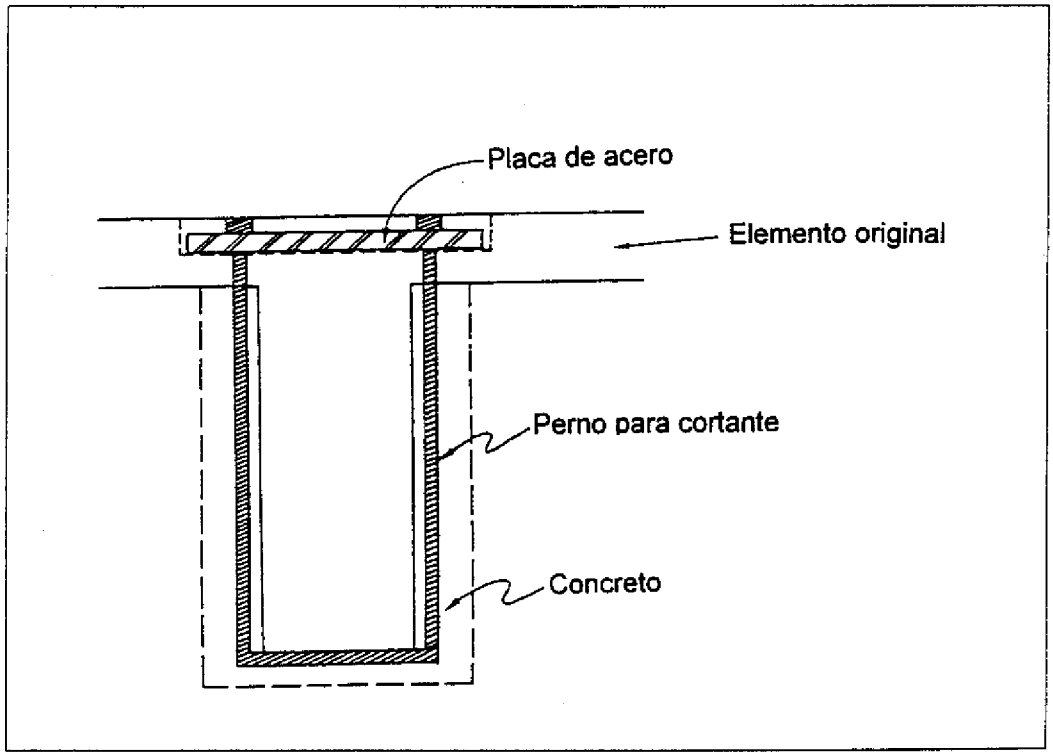


Figura 6. Refuerzo por cortante de la trabe del primer nivel

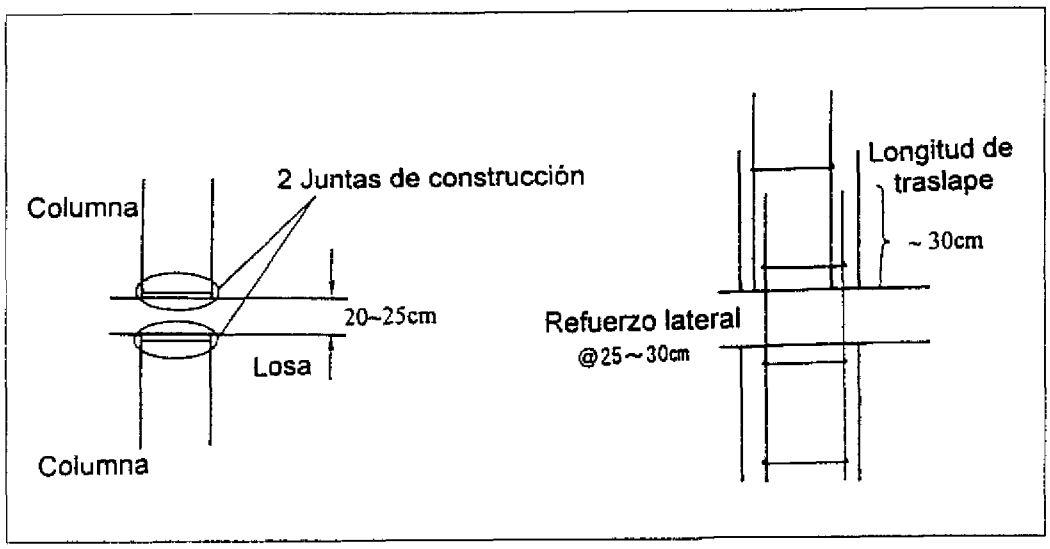


Figura 7. Procedimiento constructivo de la zona de unión columna-losa

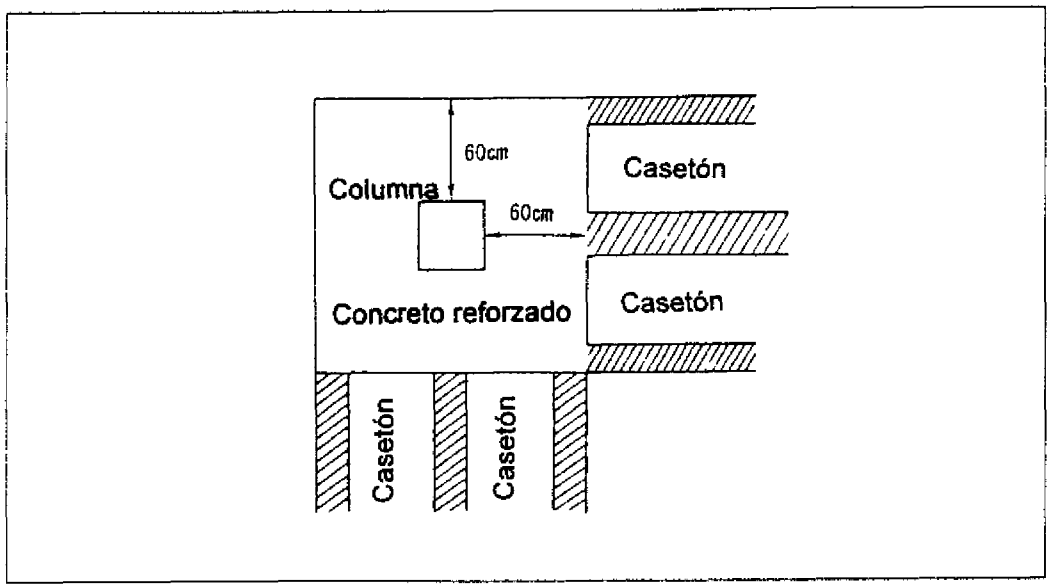


Figura 8. Detalle de la zona de capitel de la losa aligerada

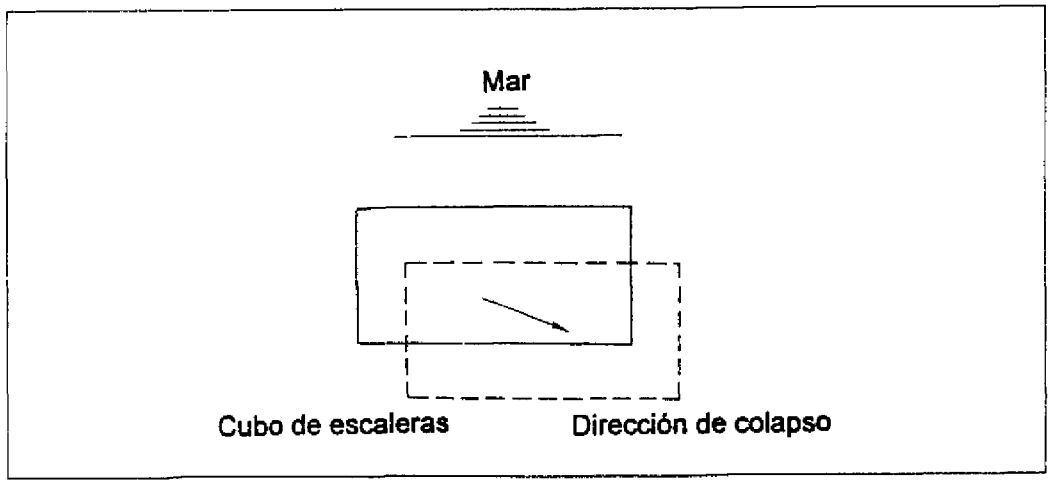


Figura 9. Dirección de colapso

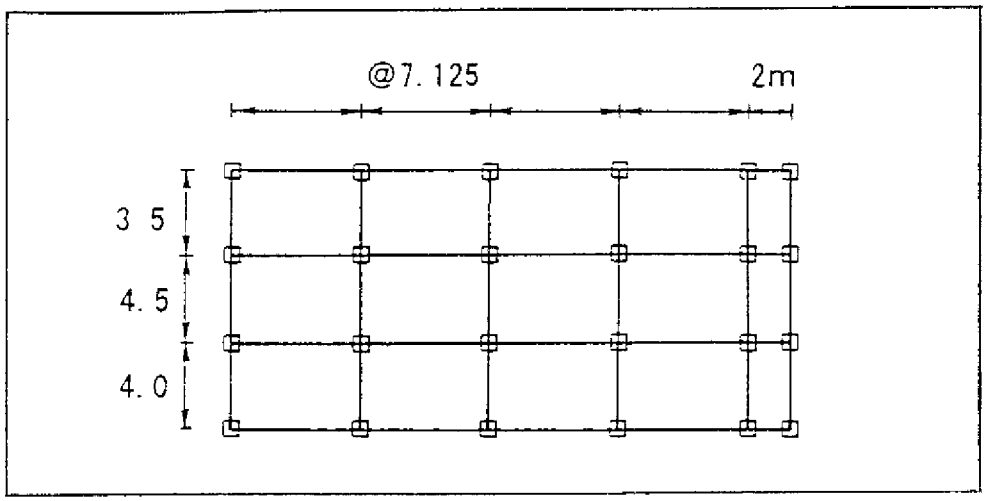


Figura10. Planta general de la estructura (medidas aproximadas)

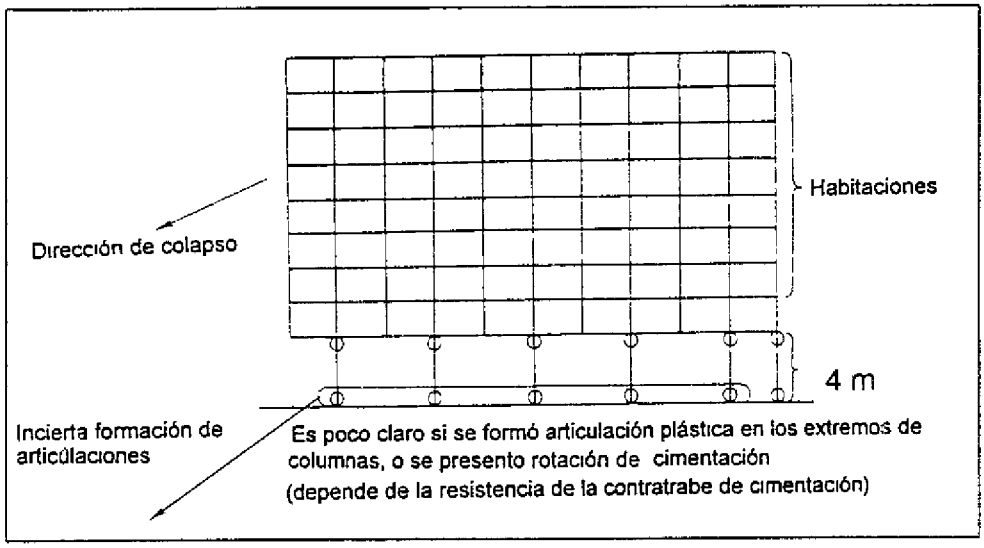
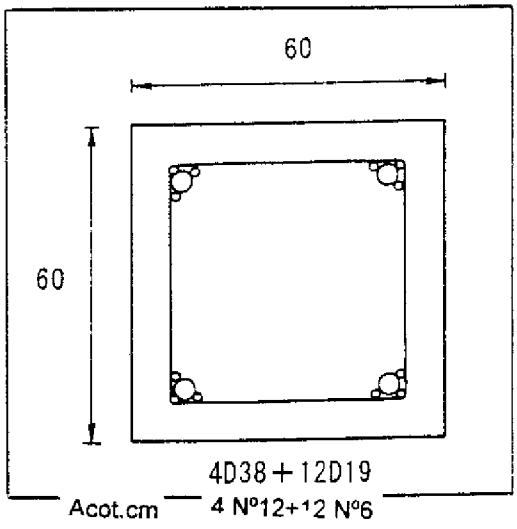


Figura 11. Elevación de la estructura (medidas aproximadas)

* Resistencia del edificio considerando las características geométricas y mecánicas de las columnas del primer nivel.



1) Resistencia a flexión de las columnas del primer nivel

a) Acero de refuerzo longitudinal, cuatro barras corrugadas de 38 mm (A_s=11.3 cm^2) de diámetro y 12 barras corrugadas de 19 mm (A_s=2.8 cm^2) de diámetro.

$$A_g=4\times 11.3+12\times 2.8=78.8\ cm^2,\ p_g=78.8/(60\times 60)=2.2\%,\ p_t=1.1\%$$

b) Carga axial promedio en las columnas del primer nivel (centrales, N_c).

Area de piso $A_p=12.0\times 30.5=366\ m^2$

Considerando un promedio de carga vertical de 1.0 t/m^2, y tomando en cuenta que existen nueve niveles sobre las columnas del primer nivel, las cuales son veinte.

$$N_c=366\times 1\times 9/20=165\ t$$

Para el caso de columnas de esquina, se tiene:

$$N_e=2\times 3.56\times 1\times 9=64\ t$$

c) La resistencia a flexión se puede determinar con la expresión

$M_u = 0.8\times a_t\times f_y D+0.5ND(1-N/bDf'_c)$
$=0.8\times 39.4\times 3.5\times 60+0.5\times 165\times 60(1-165/(60\times 60\times 0.2)$
$=6619.2 + 3815$ t·m (para N=165 t)
$= 104.3$ t·m, para columnas centrales
$M_u = 83.68$ t·m, para columnas de esquina

Fuerza cortante incidente en la columna al momento de alcanzar la resistencia a flexión.

Considerando los siguientes valores:

M_u = 100 t·m (para columnas centrales), y M_u=80 t·m (para columnas de esquina)
h =4 m (altura de entrepiso)

Considerando que ambos extremos de las columnas presentaron articulaciones plásticas, se tiene la fuerza cortante en una columna central al momento de alcanzar la resistencia de flexión V_{uf}=200/4=50 t. La fuerza cortante en una columna de esquina al alcanzar la resistencia de flexión V_{ufe}=160/4=40 t. Considerando que se tienen veinte columnas centrales y cuatro columnas de esquina, la fuerza cortante en el primer nivel al momento de alcanzarse la resistencia a flexión de las columnas del mismo resulta V_{tl}=1160 t.

Si el peso total de edificio se puede calcular como:

$$W_t=12m\times 30.5m\times 1.0t/m^2\times 9=3294\ t$$

Entonces el cortante basal para la falla por flexión será:

$$C_B=1160/3294=0.35$$

Considerando una altura de entrepiso en el primer nivel de 5 m, se obtendría un coeficiente de cortante basal al momento de presentarse la falla por flexión igual a C_B=0.28.

2) Resistencia por cortante

a) Esfuerzo cortante incidente al momento de alcanzarse la resistencia por flexión:

Considerando que la fuerza cortante al presentarse articulaciones plásticas en ambos extremos de las columnas (centrales) es igual a 50 t, el esfuerzo cortante promedio será igual a v_m=50×1000/(60×60)=14 kg/cm^2, correspondiente a 0.07 veces el esfuerzo resistente a compresión del concreto (considerando un esfuerzo resistente a compresión de 200 kg/cm^2).

b) La resistencia a cortante se puede determinar con base en la expresión

$$Vsu=((0.068p_t^{0.23}(f'_c+180))/((M/Vd)+0.12)+2.7(p_w f_{wy})^{1/2}+0.1\sigma_0)bj$$

donde,
- p_t : cuantía de acero de refuerzo en tensión (1%)
- f'_c : resistencia a la compresión del concreto (estimado 200 kg/cm^2)
- M/Vd : claro de cortante (en este caso ≥ 3)
- p_w : cuantía de acero de refuerzo lateral (suponiendo barras de 10 mm @ 200 mm, = (0.71×2)/(60×20)=0.0012
- f_{wy} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo lateral (3000 kg/cm^2, supuesto)
- σ_0 : esfuerzo axial al que está sujeto el elemento (46 kg/cm^2 para columnas centrales, y 18 kg/cm^2 para columnas de esquina)
- j : distancia entre los centroides del grupo de barras de acero en compresión y el grupo de barras de acero en tensión (j≈7d/8=(60-5)7/8)=48 cm

Determinándose la resistencia a cortante como se indica

$$Vsu=\{7.48+5.12+(4.6\sim1.8)\}\times 60\times 48=49.6\,t\sim41.5\,t$$

Con base en lo anterior, se puede determinar la resistencia a cortante del primer entrepiso como

$$V_{RI}=20\times 49.6+4\times 41.5=1158\,t$$

Considerando el peso total de la estructura como W_t=3294 t, el coeficiente de cortante basal para la falla por cortante sería

$$C_B=0.35$$

Comparando los valores de los coeficientes de cortante basal para la falla por flexión y aquel para la falla por cortante, se puede decir que el mecanismo de falla de la estructura fue por flexión de las columnas del primer nivel, generando probablemente un fenómeno de "piso suave" que generará posteriormente la falla total del edificio.