

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

“ METODOS DE REPARACION DE
ESTRUCTURAS DAÑADAS POR
EFECTOS SISMICOS ”

WILLY POMPEYO ASCUE ALARCON

PROMOCION 1970

MAYO 1972

LIMA - PERU

DEDICATORIA

Con todo cariño a mis
queridos padres y herma-
nos.

WILLY

MI GRATITUD A LOS SEÑORES CATEDRATICOS
POR LAS ENSEÑANZAS Y EXPERIENCIAS QUE
ME IMPARTIERON.

AGRADECIMIENTO

Mi profundo agradecimiento al Ingeniero Julio Kuroiwa H., asesor del presente trabajo.

A LA INSTITUCION

Comisión de Reconstrucción y Rehabilitación de la Zona Afectada (CRYRZA).

A mis compañeros que laboran en el Equipo de Asesoría Técnica para Reparación de Edificaciones CRYRZA.

I N D I C E

RESUMEN	3
INTRODUCCION	6
GENERALIDADES	9
1.01 El Terremoto del 31 de Mayo de 1971	
a) Antecedentes sismológicos	
b) Características del Sismo.	
1.02 Resumen de Estudios realizados en el Area de Chimbote	
a) Geología del Area de Chimbote	
b) Microzonificación sísmica	
1.03 Plano de Zonificación Urbana	
1.04 Conclusiones	
ESTUDIOS DE DAÑOS EN EL CAMPO Y REPLANTEO	18
2.01 Análisis y Conclusiones	
ANALISIS DE LA ESTRUCTURA COMO SE ENCONTRABA ANTES DEL SISMO	29
3.01 Análisis Sísmico	
a) Determinación del corte total y distribución por niveles	
b) Centro de rigideces, centro de masas y aumento del cortante por torsión sísmica	
c) Esfuerzos cortantes en los muros resistentes, en las dos direcciones	
3.02 Análisis por cargas de gravedad	
Verificación de elementos estructurales: aligerado, vigas, muros, columnas, cimentaciones.	

DETERMINACION DE LAS CAUSAS DE LOS DAÑOS EN LA ESTRUCTURA	76
4.01 Comparación de los resultados obtenidos en los acápites 2.00 y 3.00 - Causas de los daños en la Estructura	
4.02 Conclusiones	
CONCEPCION DE UNA ESTRUCTURA ADICIONAL DE REFUERZO	79
5.01 Estructuración con criterio Sismo-Resistente.	
5.02 Análisis sísmico	
a) Cálculo de los valores "D" en placas (Método de Muto) - Distribución del cortante proporcional a los valores "D", por niveles.	
b) Centro de rigideces y centro de masas por niveles - Corrección por torsión sísmica.	
c) Cortes finales Corte último de diseño - Esfuer- zos cortantes	
ANALISIS DE CONJUNTO	120
6.01 Verificación al volteo por efecto sísmico	
DISEÑO DE ELEMENTOS DE REFUERZO	124
7.01 Placas, vigas, columnas, cimentaciones	
7.02 Reparación y refuerzo de elementos dañados.	
PRESUPUESTO	128
8.01 Reparación y reforzamiento de la estructura	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES	130
BIBLIOGRAFIA	139
A N E X O	

R E S U M E N

En el presente trabajo, se hace un estudio de la Reparación y Reforzamiento del Pabellón de la Residencia del Personal del Hospital Obrero de Chimbote, estructura dañada a consecuencia del sismo del 31 de Mayo de 1970, con una magnitud de 7.75 en la Escala de Richter, cuya intensidad entre Chimbote y Casma alcanzó al grado VIII en la Escala de Mercali Modificada; esta edificación se encuentra ubicada en una zona adyacente a la urbanización Laderas del Norte destinada para Equipamiento y Servicios-Distritales y otros usos Especiales_ No conforme para viviendas.

La topografía del terreno en esta zona es de relativa homogeneidad con una pendiente aproximada de 2%, el suelo está constituido por arenas eólicas antiguas; que varían entre arenas sueltas y arenas de mediana densidad, suelo de varios metros de espesor. La napa freática se encuentra a un nivel promedio de 5.0 metros por debajo de la superficie. La vibración del suelo varía entre periodos mediano y largo, considerándose como terreno blando y desfavorable.

La estructura cuyos muros portantes de albañilería son de 25 cm. de espesor, posee columnas de amarre ubicadas de manera no simétrica, vigas collar y vigas portantes aisladas. Este edificio cubre una área techada de $1,150 \text{ m}^2$, cuyas dimensiones son de 50.40 m. de largo 11.40 m. de ancho, se compone de 2 pisos dividido en 2 blocks relativamente simétricos.

Durante el proceso del desarrollo del tema, se hizo un estudio de la estructura insitu, estableciéndose el replanteo de daños y las características de los tipos de fallas, para luego realizar una verificación con el estudio analítico del edificio antes del sismo, esta verificación se hizo tanto para efectos por cargas de gravedad como por efectos del sismo, nos permitió entonces establecer que las causas de las fallas ocurridas en la estructura, fueron a que dentro del proceso de estructuración no se advirtió o tomó en cuenta los efectos por sismo, ya que falló por corte típico; al mismo tiempo se suma además, la mala calidad de alguno de los materiales, deficiente elaboración de la mezcla de concreto, errores constructivos especialmente en conexiones entre elementos estructurales, incluso que gran parte de la edificación se construyó en terrenos en relleno donde se pudo advertir un ligero asentamiento del suelo, evidente entonces que los daños en esta zona fueron más severas.

Analizando todos estos aspectos y como resultado en la nueva estructuración se introduce elementos adicionales de refuerzo con fines sismo-resistentes, para así lograr una adecuada resistencia a la estructura frente a excitaciones sísmicas, con ello se conseguirá además una rigidización a la misma, que contribuirá a un mejor comportamiento desde el punto de vista suelo-estructura, teniendo presente que la estructura se encuentra edificada en un suelo relativamente blando. Se establece también los procedimientos adecuados a seguir para la reparación de elementos estructurales, en función de la gravedad de daños, garantizando de esta manera, estabilidad en dichos elementos.

Finalmente se hace un análisis de costos de la reparación y reforzamiento adicional de la estructura, para así determinar si dentro de la práctica es conveniente y funcional su ejecución; al respecto se determinó que el monto asciende al 27% del costo actual de la obra. Como solución se asegura entonces que es factible y práctica esta reparación, afirmación ésta teniendo en cuenta que es menor del 50% de su costo, porcentaje que se considera como límite máximo para estos fines.

Se deberá tener especial cuidado en la selección y elaboración de los materiales de construcción, y un control adecuado en los procedimientos constructivos, cumplir estrictamente dentro de este proceso con los detalles y especificaciones que se indican en los planos, aspectos vitales dentro de un proceso constructivo que no se deberán descuidar. Se deberá así mismo implantar una inspección metódica durante el tiempo de duración en la ejecución de la obra.

Es necesario e imprescindible en todo proyecto, desde una vivienda unifamiliar a grandes edificios, considerar en sus diseños principios de ingeniería antisísmica, debido además que el Perú se encuentra dentro de una región de gran actividad sísmica, para así reducir substancialmente, pérdidas de vidas humanas y cuantiosos daños materiales.

I N T R O D U C C I O N

A consecuencia del terremoto del 31 de Mayo de 1970, ocurrido en la zona Norte del Perú, el que fue de una magnitud aproximada de 7.75 en la Escala de Magnitudes de Richter, siendo una de las mayores en el Perú cuyo epicentro se localizó a unos 70 kilómetros de la Costa entre Chimbote y Casma; se advirtió gran cantidad de pérdidas de vidas humanas e invalorables daños materiales, afectando un área geográfica cerca de una centena de miles de kilómetros cuadrados y a una población del orden del 10% de la demografía peruana.

La intensidad de la catástrofe se traduce en el hecho de que muchas ciudades fueron destruídas, entre ellas podemos citar: Huaraz, Chimbote, Casma, Yungay, Ranrahirca y otras donde se afectaron seriamente: Industrias, viviendas, edificios públicos, carreteras, irrigaciones, etc.

En la zona de Chimbote, la destrucción de las casas de adobe fue severa, entre el 80% a 100%, las construcciones de ladrillo sin columna evidentemente sufrieron fuertes daños, más del 70% de las cuales se hace no práctica su reparación, De las observaciones de daños en el área de Chimbote se hace evidente que las construcciones bien diseñadas y construídas cuidadosamente, han sufrido muy pocos daños.

Teniendo en cuenta estas consideraciones; se presenta como Proyecto de Tesis de Grado el presente trabajo intitulado: "METODOS DE REPARACION DE ESTRUCTURAS DAÑADAS POR EFECTOS SISMICOS", basado, en principios de Ingeniería Sísmica, técnica introducida en nuestro medio

por el Ingeniero Julio Kuroiwa H., Catedrático Principal en la Universidad Nacional de Ingeniería (U.N.I.) Lima - Perú, del Programa Académico de Ingeniería Civil (Catedrático del curso de Ingeniería Antisísmica); métodos que actualmente son aplicados por la Comisión de Reconstrucción y Rehabilitación de la Zona Afectada (CRYRZA), a través del Programa de Asesoría Técnica para Reparación de Edificaciones; contando para ello, con un Equipo de Bachilleres egresados de la UNI, preparados especialmente para dichos fines.

El desarrollo del presente tema sigue una secuencia para la reparación del edificio de la Residencia del Personal del Hospital Obrero de Chimbote, partiendo del estudio y replanteo de daños insitu, determinándose de esta manera el estado en que se encuentra la edificación, siguiendo con el análisis de la estructura tanto para cargas laterales como por gravedad, tal como se encontraba antes del sismo; comparando los resultados de estos análisis, se determinan las causas de los daños en la edificación, luego se adopta una estructura adicional de refuerzo con criterio sismo-resistente, diseño de elementos de refuerzo, indicándose además los procedimientos a seguir para la reparación de los elementos dañados, y elaboración final de los Planos del Proyecto de Reparación.

Este estudio sirvió de base para la realización del Proyecto de reparación del Hospital Obrero en todos sus pabellones, que cubre un área total de $8,950 \text{ m}^2$, se han elaborado también los Proyectos de Reparación de 1,150 viviendas, los siguientes Locales Públicos: Local Policía Fiscal, Plan Padrino, Iglesia Virgen de la Puerta; todas ellas ubicadas en Chimbote, y el Hotel de Turistas de Huaraz.

En el capítulo final se hace un análisis de costos sobre la reparación y reforzamiento de la edificación, lo cual nos permite establecer si la reparación es factible.

Finalmente, se resume las conclusiones y recomendaciones generales a las que se llegaron en el presente trabajo.

GENERALIDADES1.01 EL TERREMOTO DEL 31 DE MAYO DE 1970a) Antecedentes sismológicos.-

El Perú está geográficamente ubicado en una región de gran actividad sísmica, considerando que sus costas forman parte del círculo Circumpacífico, el complejo sísmico más activo del globo, en el que han ocurrido más del 80% de los sismos destructivos detectados hasta la fecha.

Las observaciones sismológicas y el análisis de los registros obtenidos en varias estaciones locales permiten confirmar el modelo de mecanismo de falla sustentado por la teoría de esparcimiento del fondo-marino. En efecto, conforme a las nuevas teorías sobre tectónica del planeta, la costa Peruano-Chilena corresponde a una región de desaparición de la corteza en la fosa del Pacífico, donde entran en contacto dos grandes placas terrestres, la placa Sud-Pacífica y la placa Americana. El movimiento tectónico causado por el deslizamiento de la placa continental es responsable de la gran actividad de la región.

Además de la falla de la costa, la actividad sísmica en el Perú se manifiesta en la falla de Ancash-Satipo y en las posibles fallas o zonas de fractura del Oriente, del Perú Central y la Nor-Oriente.

Los mismos estudios del Instituto Geofísico del Perú han permitido proponer una Regionalización Sísmica del Perú, incluyéndose esta regionalización dentro de las Normas Peruanas de Diseño antisísmico.

Lomnitz, establece que el riesgo sísmico en el Perú es mayor en los valles de los ríos, ya que la población se concentra casi enteramente en la costa y en los valles que desaguan las vertientes occidentales de los Andes, debiendo destacarse además, que las intensidades sísmicas asociadas con los sedimentos de dichos valles son definitivamente mayores que las intensidades medidas en otros suelos del Perú.

b) Características del Sismo del 31 de Mayo de 1970.

El día Domingo 31 de Mayo de 1970 a las 3:23 de la tarde, hora local (20:23:27 GMT) se produjo un terremoto que tuvo epicentro en el Océano Pacífico a unos 70 Kms. de la costa frente al puerto de Chimbote (Gráfico - 1). El terremoto afectó al Departamento de Ancash en especial las ciudades de la costa de Huarney a Trujillo y las ciudades y pueblos del Callejón de Huaylas en el Valle del Santa.

La magnitud del sismo fue de 7.75 en la escala de Richter. La intensidad máxima se produjo en la región de la costa, entre Casma y Chimbote, en donde se ha estimado que llegó al grado VIII de la escala de Mercalli Modificada, escala de intensidad sísmica oficialmente adoptada en el Perú. La intensidad en el Valle del Santa fue menor, pudiendo estimarse en un máximo de VII-VIII en la región de Huaráz a Huanllanca.

El terremoto de Mayo de 1970, a pesar de estar lejos de ser uno de los de mayor magnitud, aparece como el más destructivo en la historia del Perú y de todo el Continente. La destrucción alcanzó un área de 65,000 Km². que tenía antes del desastre una población de 1'400,000 personas. Las pérdidas estimadas son del orden de 50,000 muertos, ---

20,000 desaparecidos, 50,000 heridos y 186,000 viviendas y edificios - destruidos, lo que significa el 80% de las viviendas del área devastada.

Se tienen a continuación los siguientes Parámetros Epicentrales del terremoto del Valle del Santa:

Hora de Origen	20:23:27 GMT
Latitud	9.18° S
Longitud	78.83 W
Profundidad de Foco	52 Km.
Magnitud	$M_s = 7.75$ $m_b = 6.6$

Esta estimación fue obtenida en base a registros sísmicos de 20 estaciones Sud-Americanas, incluyendo 4 Estaciones Peruanas de un número seleccionado de estaciones de Norte-América.

1.02 RESUMEN DE LOS ESTUDIOS REALIZADOS EN EL AREA DE CHIMBOTE.-

La misión Japonesa, enviada especialmente para realizar estudios en la Zona afectada, hizo estudios: Geológico y Microzonificación sísmica, en el cual se señalan distintas zonas de acuerdo a su comportamiento sísmico; del Estudio de la vibración constante del suelo, se ha llegado a establecer que los valores correspondientes a sus periodos fundamentales de vibración, caracterizan y definen lugares cuyo comportamiento de los suelos que los constituyen llevan conclusiones determinantes para el cálculo del coeficiente sísmico estructural.

a) GEOLOGIA DEL AREA DE CHIMBOTE:

La ciudad de Chimbote está ubicada principalmente sobre la planicie aluvial del río Lacramarca y en la Costa a lo largo de la bahía de Chimbote. Al norte y sur-este de la ciudad hay montañas rocosas y colinas que están cubiertas a todo lo largo con arena cólica. Geológicamente el área de Chimbote está clasificada según el gráfico N° 2.

Leyenda del Mapa geológico del Area de Chimbote:

Basamento Rocoso.- (Rocas: sedimentarias, intrusiva (granito) edad cretácica)

Al . Basamento Rocoso cubierto con antiguos depósitos de arena sólida.

Depósitos aluviales:

B1: Depósitos aluviales del río Lacramarca

B2: Remanentes de antiguos depósitos aluviales del río Lacramarca.

B3: Depósitos de cuenta de inundación.

Contornos de Playa:

C1: Contornos de playas actuales

C2, C3, C4: Antiguos contornos de playa

Arenas Eólicas:

D1: Arenas eólicas actuales

D2: Arenas eólicas antiguas

Pantanos.- E:

Tierras bajas a lo largo de canales desecados de la planicie aluvial.- F

b) MICROZONIFICACION DEL AREA DE CHIMBOTE:

Hablando en términos generales, un movimiento de suelo y una falla de estructura debido a un Terremoto está gobernado esencialmente por la magnitud y la distancia al epicentro; pero si nosotros consideramos un área limitada, encontraremos diferencias en la magnitud de los daños en el área, que son resultado de diferencias topográficas locales y de condiciones de sub-suelo en cada ubicación.

El sub-suelo del área básica propuesta, consiste en depósitos de arena fluvial del Río Lacramarca y en su parte alta arena-suelta y arena limosa. Esta capa superficial tiene tendencia general a incrementar su espesor y a convertirse más fina en el tamaño de sus granos debajo de la costa marina. La profundidad de la napa de agua varía con la topografía.

La respuesta de las estructuras durante un terremoto es afectada mayormente por el espesor de las capas superficiales, las propiedades técnicas del suelo y la profundidad de la napa de agua.

El efecto de las condiciones del suelo, en el daño durante el terremoto, se da en dos categorías. La primera categoría se relaciona con las condiciones adversas y la segunda se refiere a la respuesta dinámica del suelo natural. Las condiciones adversas de los suelos arenosos están íntimamente asociados con la profundidad de la napa de agua. La acción de la fuerza sísmica en las estructuras no solo es afectada por la rigidez del suelo sino también por la rigidez de la estructura.

Basado en la investigación hecha en los capítulos anteriores el área propuesta puede ser dividida preferentemente en 4 zonas como se muestra en el gráfico 3, desde el punto de vista de la utilización del suelo, especialmente la resistencia de las estructuras frente a movimientos sísmicos.

El modelo general de zonas y las medidas para la construcción de las estructuras va a ser como sigue:

Z O N A I

En la zona I, el sub-suelo consiste en densas gravas o rocas y la napa de agua está por lo menos a 10 mts. de profundidad debajo de la superficie del suelo. La mayor parte de esta zona está localizada en el área donde la elevación es mayor de 10 mts. En esta zona no es recomendable el establecimiento de construcciones rígidas como son las viviendas comunes de uno y dos pisos, debido a que las fuerzas sísmicas que actúan sobre estas estructuras pueden ser ligeramente más fuertes que en otras zonas desde el punto de vista de la interacción suelo-estructura.

Z O N A II

La zona II consiste en un área cubierta por arenas sueltas a arenas de media densidad de varios metros de espesor. Debajo de estas capas hay arenas densas o formaciones arenosas cementadas y compactas. En la mayor parte de estas zonas la napa de agua está cerca de 5 metros de la superficie del suelo. Ninguna estabilidad apreciable se espera en esta zona para construcciones de edificaciones mayores de dos pisos, excepto en los bordes exteriores de las dunas de arena.

Z O N A I I I

El sub-suelo de la Zona III, consiste principalmente en el - suelo arenoso cubierto por una delgada capa de suelo agrícola. Mantos de grava se extienden a una profundidad mayor de 10 mts. El nivel freático está a escasos metros de profundidad. Finas arenas suelta se extienden a cierta profundidad, pudiéndose humedecer durante el sismo, por lo tanto estas arenas pueden llegar a licuarse con posibilidades de ocasionar daños en las estructuras por asentamientos.

La licuefacción de estas arenas limitada hasta cierta profundidad por debajo de la superficie del suelo, no ha ocurrido asentamientos apreciables en las construcciones, salvo raras excepciones.

Se deben tener en cuenta algunas consideraciones para el diseño de las cimentaciones de toda construcción que tenga más de dos pisos.

Z O N A I V

La zona IV se caracteriza por el nivel de napa de agua alto, cuyo nivel es casi el mismo que la superficie del suelo, en consecuencia, la tierra está ampliamente cubierta por agua o pantanos. El promedio de elevación de la zona IV es menor de 5.0 mts. sobre el nivel del mar. El suelo consiste preferentemente en arena cubierta parcialmente con una muy delgada capa de limo orgánico.

El daño de las construcciones en esta zona será causado principalmente por el asentamiento y también parcialmente por la fuerza sísmica. Hay algunos lugares donde la arena se humedecerá ha-

cia la superficie del suelo al producirse la severidad de un terremoto. Las construcciones a levantarse en esta zona deben ser soportadas por pilotes que alcancen en su profundidad arena gruesa, de lo contrario, el suelo debería ser mejorado por el método de vioro flotación hasta cierta profundidad.

1.03 PLANO DE ZONIFICACION-COMUNICADO OFICIAL N° 05.-

En la Ciudad de Chimbote, basado en los estudios e investigaciones realizadas en la zona, la Dirección del Plan de Desarrollo CRYRZA ha elaborado el Plano de Zonificación, y aprobado oficialmente por la comisión de Reconstrucción y Rehabilitación de la Zona Afectada por el Sismo del 31 de Mayo de 1970 CRYRZA (Gráfico N° 4), donde se plantea los diversos usos de la zona de acuerdo a consideraciones de tipo urbano, Recreacional, Comercial e Industrial.

1.04 C O N C L U S I O N E S . -

- El Hospital Obrero de Chimbote se encuentra ubicada en una zona adyacente a la Urbanización Laderas del Norte, limitada por el Este con la Carretera Panamericana Norte y por el Sur con la Avenida de Circunvalación.
- De acuerdo a los estudios realizados en la zona de Chimbote, podemos determinar las características de suelos, geológicos, sismológicos y urbanísticos de dicho área.
- Es una zona donde su topografía es una ladera, geológicamente el suelo está constituido por arenas eólicas antiguas (D - 2).

- De la microzonificación sísmica del área de Chimbote la zona en -
mención corresponde a la Zona II, que consiste en un área cubier-
ta de arenas sueltas a arenas ~~de~~ densidad media, de varios metros
de espesor; por debajo de estas se encuentra arenas densas o for-
maciones arenosas compactas, el nivel de la napa freática está
cerca de 5 m. por debajo de la superficie del suelo, las condicio-
nes dinámicas del suelo, conocidas de las mediciones hechas de mi-
crotrepidaciones, indican que los períodos de vibración oscilan -
entre mediano a largo.
- La capacidad portante del suelo se estima entre 0.5 Kg/cm^2 a 0.8
 Kg/cm^2 , como esfuerzo permisible a la compresión.
- Con referencia al plano de Zonificación Urbana, elaborado por el
Plan de Desarrollo de Chimbote CRYRZA-PNUD, el área en estudio es
tá ubicada el Sector 118, Zona 1B, para Equipamiento y Servicios
(Distritales y otros usos especiales) no conforme para viviendas.

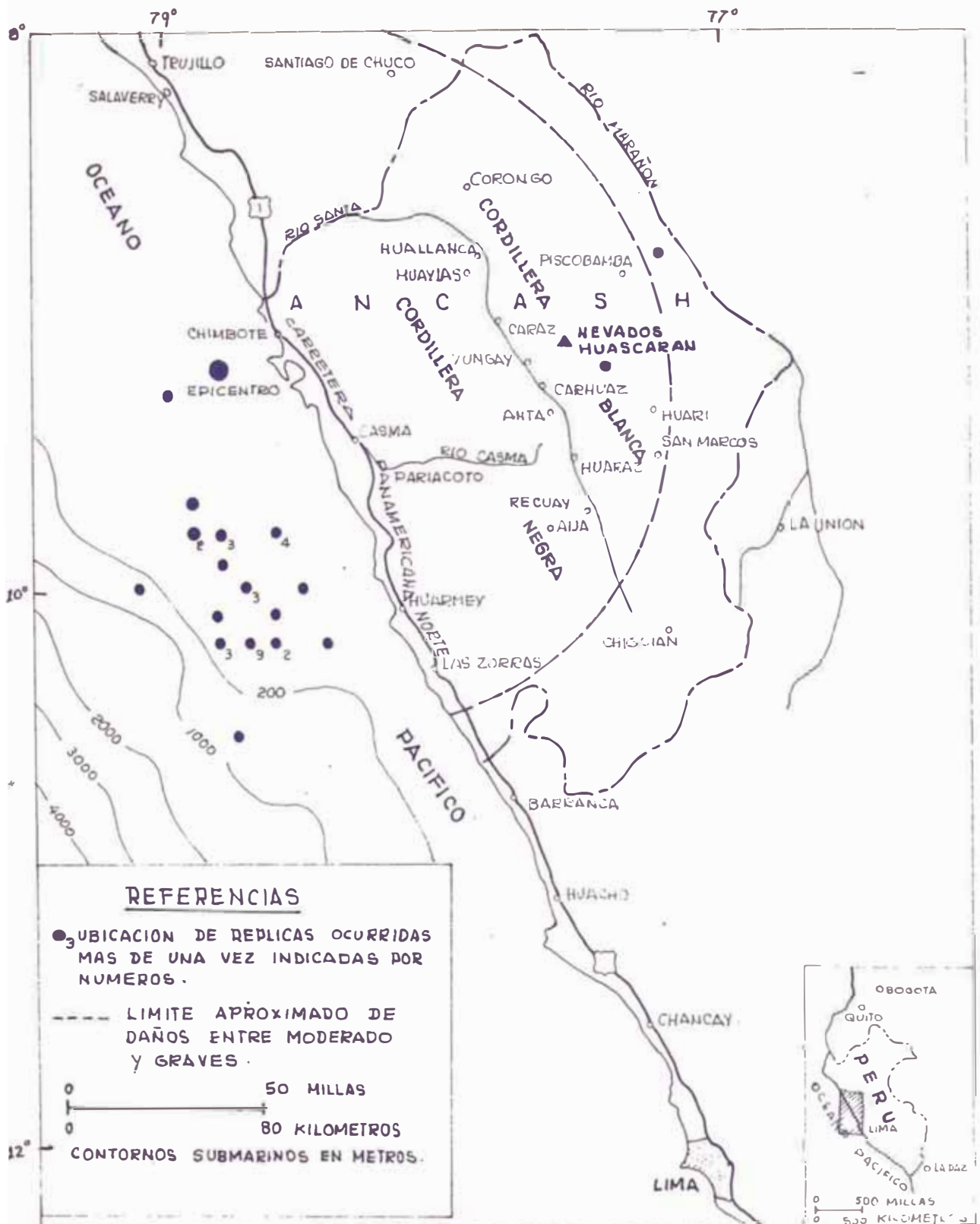
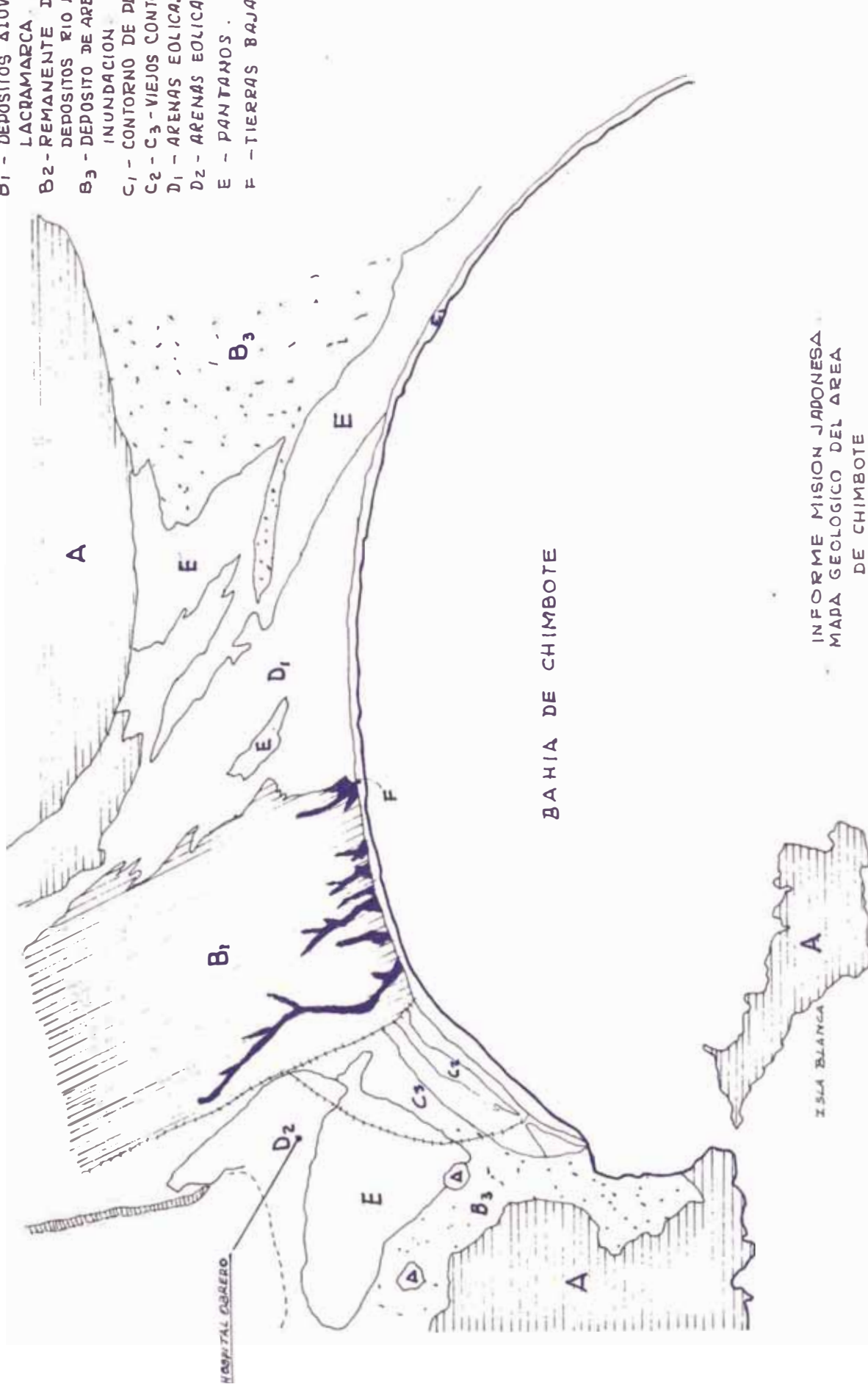


GRAFICO N° 1 MAPA DE LA PARTE CENTRO OESTE DEL PERU MOSTRANDO EL AREA AFECTADA POR EL TERREMOTO DEL 31 DE MAYO DE 1970. EL EPICENTRO POR EL IMPACTO PRINCIPAL Y LAS REPLICAS MAS FUERTES ESTUDIADAS POR U. S. COAST AND GEODETIC SURVEY (MARK SPAETH, ORAL COMMON, JULIO 1970)

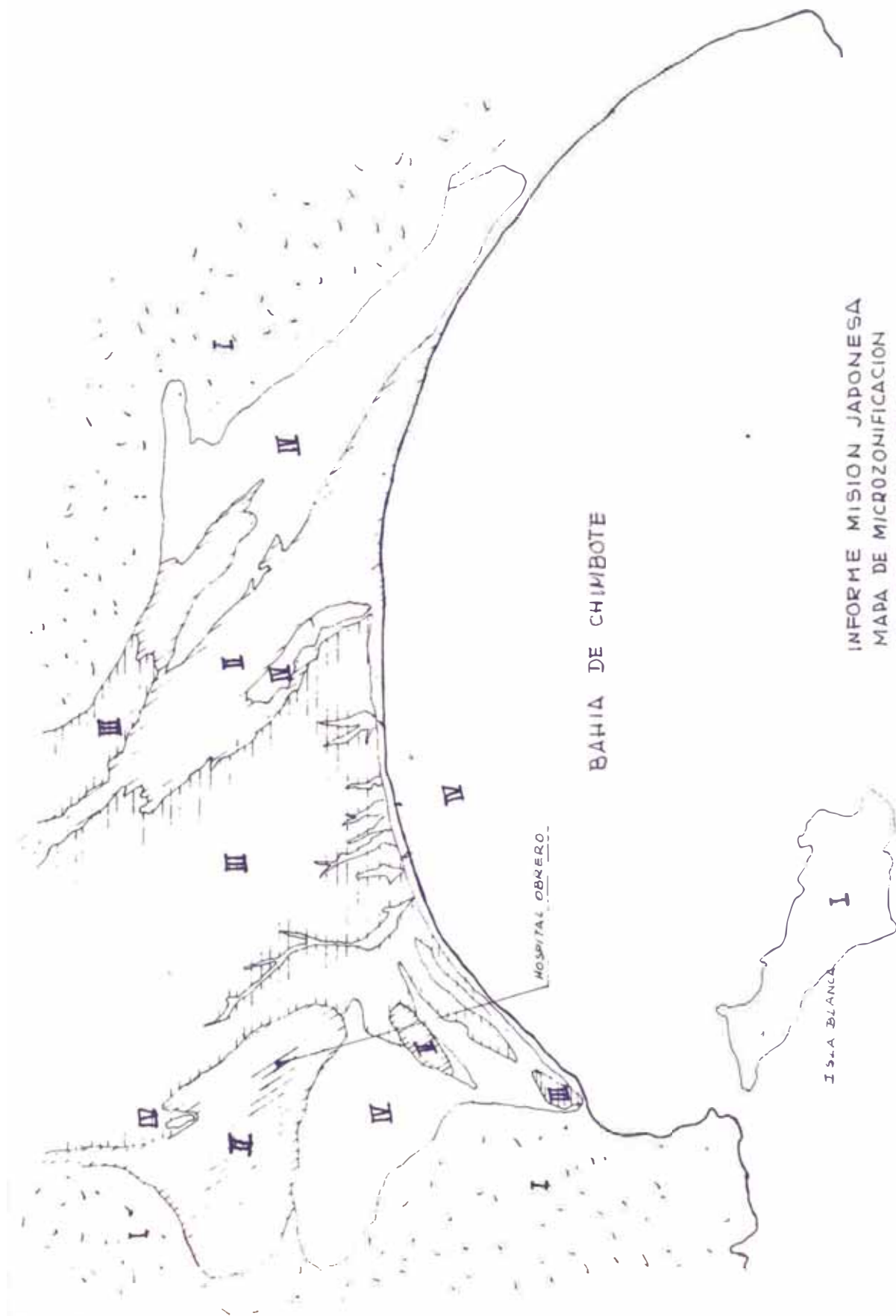
REFERENCIA

- A - MANTO ROCOSO
- B₁ - DEPOSITOS ALUVIAL RIO LACRAMARCA
- B₂ - REMANENTE DE VIEJOS DEPOSITOS RIO LACRAMARCA
- B₃ - DEPOSITO DE ARENA DE INUNDACION
- C₁ - CONTORNO DE PLAYAS ACTUALES
- C₂ - C₃ - VIEJOS CONTORNOS DE PLAYAS.
- D₁ - ARENAS EOLICAS ACTUALES.
- D₂ - ARENAS EOLICAS ANTIGUAS.
- E - PANTANOS.
- F - TIERRAS BAJAS



INFORME MISION JAPONESA
 MAPA GEOLOGICO DEL AREA
 DE CHIMBOTE

(3-9-71)
 ESC. 100.000
 GRAFICO N° 2



INFORME MISION JAPONESA
MAPA DE MICROZONIFICACION
DEL AREA DE CHIMBOTE

3-3-77

GRAFICO No 3

2.00 ESTUDIO DE DAÑOS EN EL CAMPO - CONCLUSIONES.-

Daños en la Estructura:

- 1.- La edificación se encuentra sobre relleno a nivel variable , siendo de 1.60 m. el nivel más alto en relación al piso (vereda), éste relleno se encuentra sobre un montículo natural de pendiente no muy pronunciada, aproximadamente entre 2% a 3%. *Foto N° 1*

La estructura es de muros portantes de 25M (cabeza) de ladrillo cerámico (rojo) con reducido número de columnas de amarras que no guardan simetría de conjunto y collarín defectuosamente construídas.

Vigas chatas en vanos (ventanas, puertas, pasadizo, etc.)

- 2.- En la zona de block derecho, se nota un asentamiento del suelo, lugar de mauor relleno, éste fenómeno queda demostrado por la huella de 2 cm. dejada en el sobrecimiento, por el undimiento del nivel del piso terminado, y las rajaduras en diversas direcciones en el piso al rededor de la columna circular entre ejes C-11, este undimiento se debió a que al vibrar el suelo y siendo esta arena suelta, las partículas se acomodaron llenándose los vacíos entre las partículas, originando una disminución del volumen de la masa del suelo.

A lo largo del eje A-A en el block derecho se nota también el asentamiento del suelo, siendo de 5 cm. en la esquina de ejes A y 10 disminuyendo en forma más o menos lineal hasta la intersección con el eje 10 llegando a 1 cm., perdiéndose-

al llegar a la intersección con el eje 6 (nivel de la junta de construcción), a consecuencia de este fenómeno, además de originar fallas estructurales, dio lugar a que la tabiquería del baño falle en un 100% en dicha zona. En dirección transversal en el sobrecimiento alto (muro concreto simple) se formó una grieta vertical que inicia en una cangrejera de 20 cm. de profundidad a nivel de la vereda (ver foto N° 2) en el sobrecimiento eje 10 a 1.00 mt. del eje A, se ha formado una fisura vertical, en forma similar entre los ejes B y C , se nota una fisura más pronunciada, con tendencia a grieta, esto explica que en esta zona pudo haber un asentamiento diferencial de la cimentación, se justifica por cuanto es la zona de mayor relleno.

Tanto en la fachada principal y posterior entre los ejes 8 y 10 se ven fisuras verticales en el sobrecimiento, casi a la misma dirección, también se nota una fisura en el sobrecimiento en la fachada posterior cercano al eje 11, estas fisuras se han formado debido a un posible asentamiento diferencial en la cimentación, incluso son indicios para suponer que la cimentación ha podido sufrir fallas leves, lo cual debe ser verificado en obra.

Otro indicio de un mayor asentamiento en dicha zona (extremo derecho del block derecho), es el hecho de que las rajaduras en la vereda perimetral se van asentando más a medida que llega el extremo del block, estas rajaduras son paralelas a los ejes transversales (ver plano de daños planta).

3.- Muros y Columnas:

La estructura está a base de muros portantes de ladrillo cerámico de cabeza (.25m), con columnas de .25 x .25m, conectadas por vigas collar de .25 x .25 mt. y vigas chatas a nivel de los techos.

En los ejes longitudinales los muros fallaron por corte típico, en los cuales se ha formado, fisuras en diagonal a 45°, estos muros a lo largo de los ejes A y D se encuentran vanos de ventanas, y en los ejes B y C vanos de puertas, quedando solamente muros que llegan de piso a techo de longitudes 1.10 1.30 y 1.40 en su mayor parte, especialmente en los ejes A y D (fachada posterior y principal), siendo ajustadamente la mitad de su altura y menores, constituyendo así una longitud mínima para considerar como muros resistentes al corte. " se consideran como muros resistentes al corte, solo aquellos que tengan una longitud no menor que la mitad de su altura", se observa que los diferentes tipos de daños incluso desplazamiento, giro y colapso de los muros son a nivel de los vanos de ventanas, debido a que la parte inferior está confinado por el alfeizar a todo lo largo de dichos ejes, Fotos N° 3 y 4, en forma similar este fenómeno se repite en los ejes longitudinales B y C, en donde los vanos son de puertas, y los muros está confinados por los dinteles y parte de muro que está sobre éstos, disminuyendo en esta forma la luz libre de los muros y por consiguiente dando mayor rigidez y lógicamente se concentran más los esfuerzos de corte en comparación con los muros que llegan de piso a techo libremente.

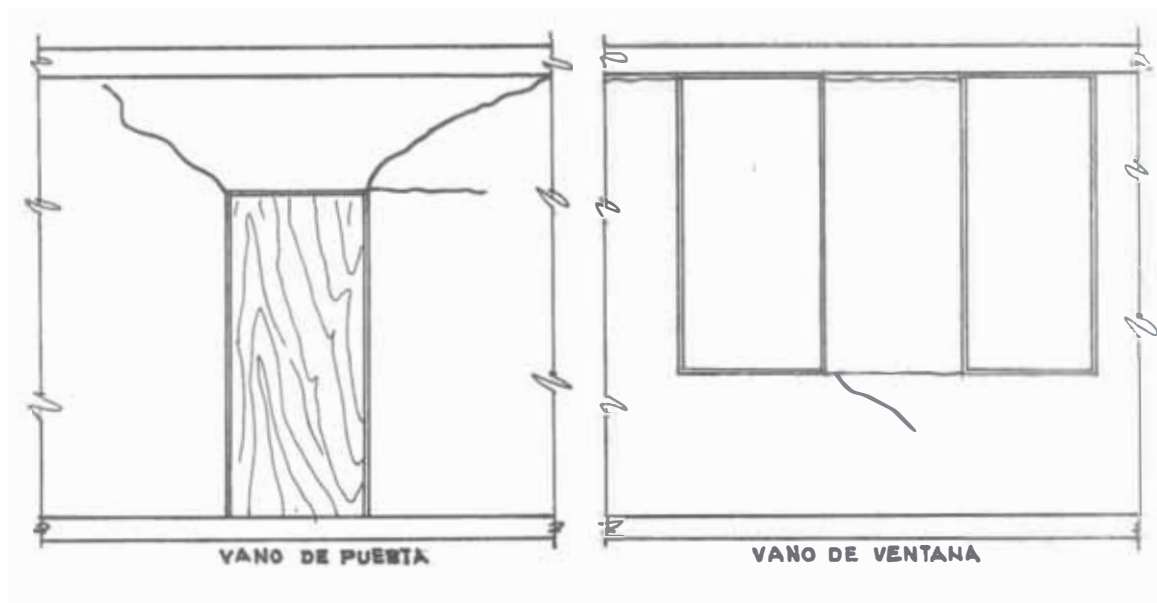
Las columnas en el primer piso fallaron también por corte típico, rotura en diagonal semejante a 45° , se observa que los daños (rotura, grieta, fisura) se encuentran a nivel de los vanos, debido al confinamiento que se explicó anteriormente. Fotos N° 5, 6, 7.

Los daños en los muros en el segundo piso, en la fachada principal eje A, son mayores especialmente en el block derecho, donde se puede ver fisura, grietas, roturas, giro y desplazamiento, de muros (foto N° 3) en comparación a los otros ejes solamente se ven fisura y grietas que nacen de las esquinas de puertas y ventanas, se asentúa en forma leve en el eje B-B que es adyacente a la fachada principal. Los daños que se inician de las aristas de las puertas ejes B y C, es debido a que se ha usado pequeños dinteles pre-fabricados de dimensiones .06 x .12 x 1.20 mts. armados con dos fierros delgados (alambre N° 8), se han colocado dos de estos elementos juntos, para cada puerta, teniendo únicamente un apoyo de .12m. en los muros.

Esquema tipo, grietas predominantes en los muros del segundo piso, ejes longitudinales

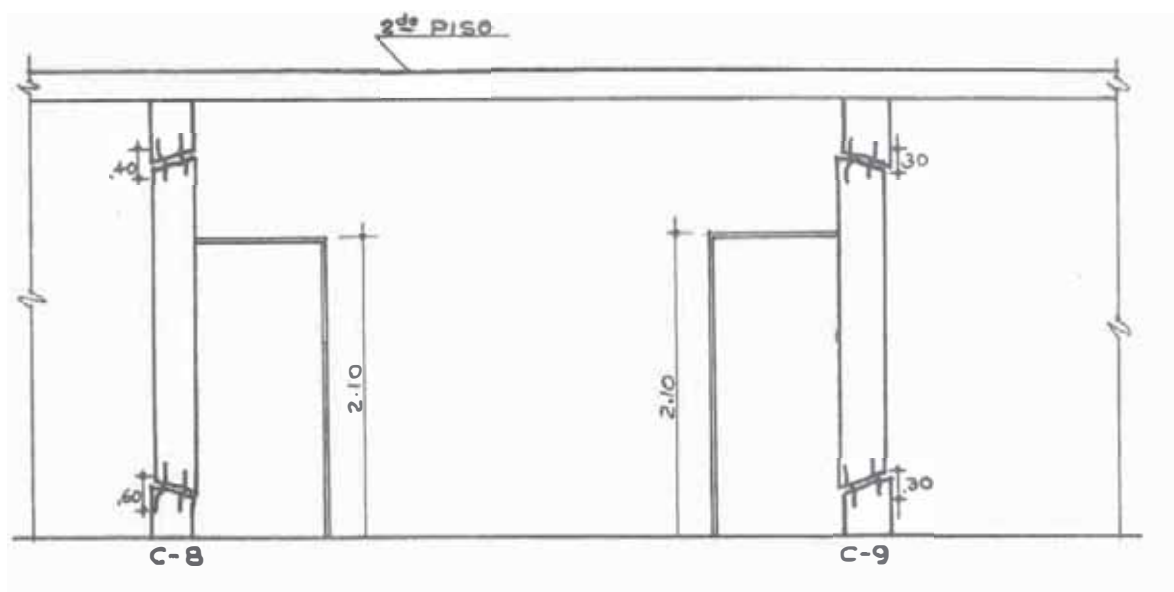
En las columnas del segundo piso no han ocurrido mayores daños, solamente una columna con fisuras (col. B-B) y con grieta en el pie de columna, A-4

GRIETAS PREDOMINANTES EN EJES LONGITUDINALES - 2^{do} PISO



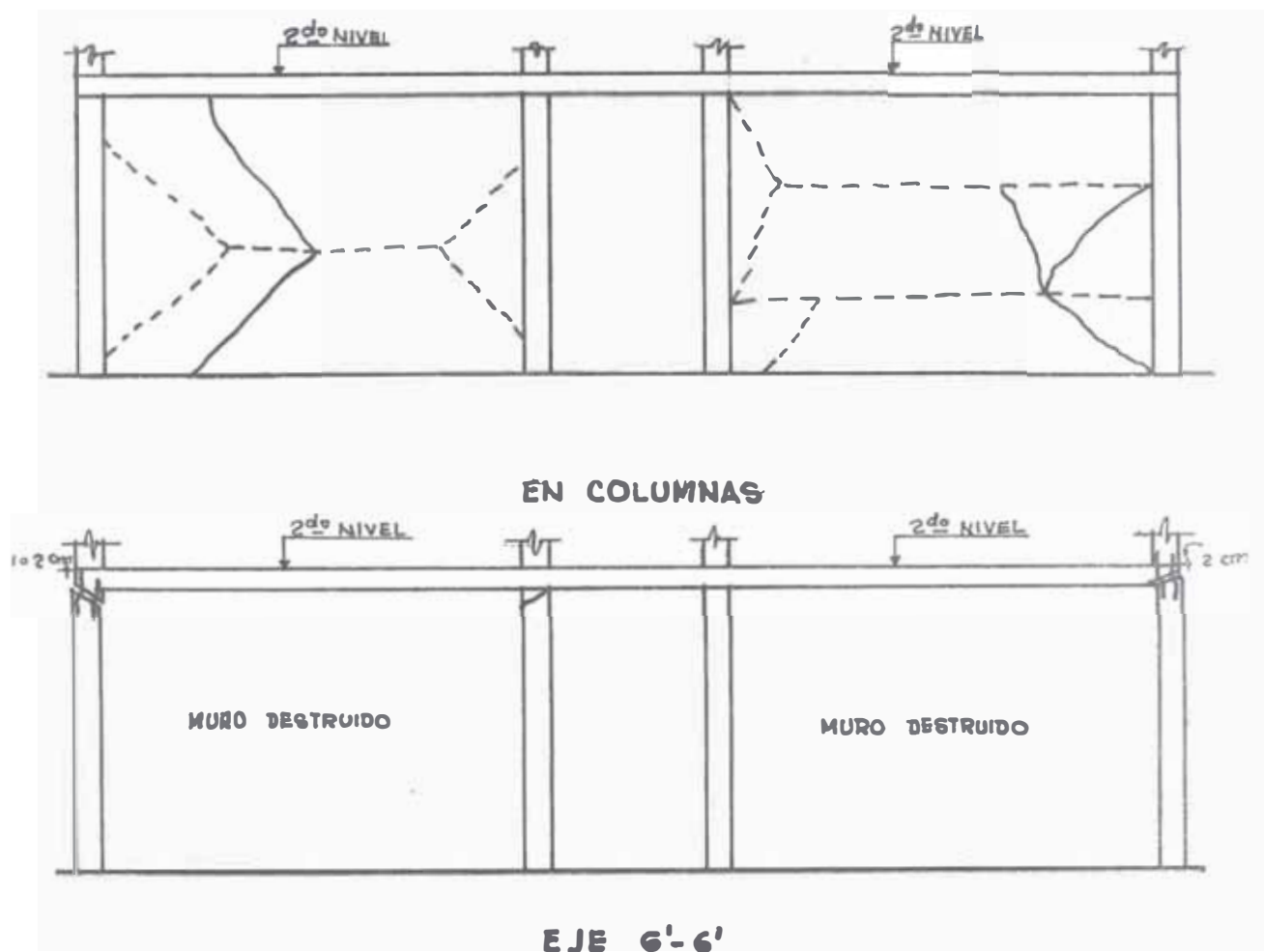
A consecuencia de que los muros portantes y columnas del 1er. piso fallaron por corte, el segundo piso, block derecho, sufrió un asentamiento aproximadamente de 1 cm. esto es evidente debido a que los fierros de las columnas se encuentran visibles y doblados en su parte superior e inferior a nivel de los vanos, especialmente en las columnas del eje interior, además los muros fueron expulsados y destruidos en un 100% (ver foto N° 3) debido a la compresión ocasionado por el asentamiento del segundo piso, en el block izquierdo el asentamiento fue relativamente menor.

Un caso típico de falla en columnas es según el esquema que se muestra a continuación donde se muestran el desplome de las columnas y la falla típica por corte (foto N° 7)



Los muros del primer piso en el sentido transversal se encuentran 100% destruidos notándose la tendencia de formarse la línea de falla en forma horizontal a nivel de juntas aproximadamente en el centro del muro, en la mayoría de los casos terminado en diagonal en los extremos, esto explica que siendo muros de gran densidad en dicho sentido fallaron las juntas debido a que se utilizó una mezcla pobre; justificada éste el hecho de que en algunos casos la junta fue molida y expulsada en su totalidad a lo largo del muro, quedando en contacto ladrillo con ladrillo; otro indicio de este fenómeno, es que a la mitad de la altura de un muro una hilada de ladrillo se encuentra a medio salir por la vibración del muro, por que la Junta fue molida, por consiguiente quedó sin adherencia alguna. Ver foto N° 8 Se observa que existen grietas y fisuras en la unión de techos con muro, especialmente en la tabiquería, este debido a la mala calidad de la mezcla usada en junta.

ESQUEMA DE LA LINEA DE FALLA TÍPICA DE LOS MUROS EN EL SENTIDO
TRANSVERSAL



Otro detalle observado en el sentido transversal es que las columnas quedaron desplomadas hacia la parte exterior, este hecho es típico en la mayoría de las columnas en ambos blocks, el desplazamiento máximo es de 3 a 4 cm. en la cabeza de columna a nivel de los nudos y en algunos casos este desplazamiento ha ocurrido a nivel de los vanos, esto evidencia también el asentamiento del segundo piso, y debido a la comprensión, fueron desplomadas las columnas en dos direcciones opuestas. Ver foto N° 9Y:10

Los muros del segundo piso, no han sufrido mayores daños, predominan fisuras en la unión de techo con muro y en forma vertical en la unión de muro con muro y en mayor parte en tabiquería que no comprometen a su estabilidad.

Los muros que deben ser eliminados en el segundo piso debido a las grietas es en un porcentaje mínimo, esto se puede apreciar en los planos de daños.

En el esquema se ve la falla típica ocurrida en columnas exteriores en sentido transversal.

Existe una columna circular de diámetro .25 mts. (ver foto N°) en cada block columnas B-2 y B-11 que no han sufrido daños en ninguno de los niveles.

4.- Junta de Construcción:

La Junta de construcción es de 3 cm., en el primer piso se encuentra con material duro a nivel de las columnas, lo cual no permitió la deformación de la estructura, en el segundo piso se encuentra cubierto con planchas de aluminio, estas fueron expulsadas debido a la libre vibración de los blocks, a consecuencia del sismo, la junta de este nivel trabajó satisfactoriamente, por cuanto no se originaron daños por impacto, solamente se formaron fisuras, en el enlucido del techo, el piso en la zona de la junta se encuentra cubierto por el parquet., dando lugar a formarse rajaduras, es un error de construcción por cuanto la junta debe estar libre de todo material no comprimible.

5.- Vigas y Viga Collar

El tipo de vigas son chatas, estas no han sufrido daños. La viga collar en los ejes longitudinales A y D (elevación principal y posterior) se encuentran interrumpido a la altura de cada vano de ventana quedando los fierros en la cara exterior cortados a dicho nivel, esto ocurre a todo lo largo de los ejes mencionados.

Los fierros de las vigas no está convenientemente ancladas en la unión con las columnas, estos se nota en los nudos fallados donde los fierros de las vigas solamente llegan a la columna y no tienen el doblado conveniente que se recomiendan para una buena conexión. Ver foto N° 9 y 12 falla típica.

6.- Techos.-

El techo en el segundo piso en la zona comprendida entre los ejes 1 - 1, 2 - 2, D - D y B - B, se encuentra agrietado siguiendo la dirección de las viguetas del aligerado, block izquierdo, - fisuras en sentido perpendicular, solamente en el enlucido, debido a una posible flexión en momento de vibración y el asentamiento de la estructura, este fenómeno ocurrido también en forma semejante en el block derecho. En la zona limitada por los ejes 1-1, 3-3 B'-B' y A-A las fisuras son en mayor cantidad en ambas direcciones, debido a quedar en voladizo al calapsar el muro del eje 1 - 1 esto ocurre en los dos blocks.

Los daños en los techos no comprometen mayormente a la estabilidad estructural. (Ver plano de daños) Foto N° 13

7.- Puertas y ventanas.-

En la planta baja a lo largo de los ejes longitudinales, las puertas y ventanas se encuentran destruídas, incluso en un gran porcentaje se encuentran sañadas del lugar original y deformadas, en otros casos solamente han quedado los marcos completamente arquedas, y en otras que fueron expulsadas, esto evidencia el asentamiento del segundo piso, los daños son relativamente mayores en el block derecho, esta zona es de mayor relleno, y el asentamiento del suelo fue más asentuada, esto se vio anteriormente en detalle. Ver fotos N° 4, 14 y 15

En el segundo piso las puertas y ventanas no sufrieron mayores daños.

8.- Escaleras:

- El tipo de escaleras es ortopoligonal de 2 tramos.
- Los daños son semejantes en las escaleras de cada block.
- Al inicio y final del primer tramo se encuentra agrietada transversalmente, donde la unión con el descanso tiende a desprenderse, el descanso se encuentra agrietado y roto y desprendido del segundo tramo, donde se ve fierro y descubierto y libre de anclaje, a consecuencia de la vibración desordenada de los dos tramos debido a la diferencia de rigideces concentrándose los esfuerzos en el descanso, y esto transmitirlos al muro de apoyo que también se encuentra muy dañada.
- El muro que se encuentra adyacente al primer tramo de la escalera se encuentra separado lateralmente, debido al impacto con la escalera.

9.- Otros Factores Importantes que Contribuyeron a la Falla de la Estructura.-

- El concreto empleado en columnas es muy pobre, donde se ha empleado agregado, canto rodado hasta 3" de diámetro. Foto N° 6 y 12
- La armada en columnas es de 4 ϕ 5"/8, estribos con fierro de ϕ 1/4" cada 25 cm. a todo lo largo, los fierros longitudinales terminan en la parte inferior o a la mitad de la columna a nivel del primer piso y se empalma con 4" ϕ 1/2 de esta manera no cumple con lo especificado en los planos. Foto N° 6
- Distribución asimétrica de columnas en conjunto, no tiene columnas a lo largo del eje C-C, faltan las columnas B'-12 y A-8
- La junta de construcción en el primer piso se encuentra cubierto con material duro, lo cual no permitió que las estructuras vibren libremente.
- Las conexiones de columnas con vigas no son adecuadas, los fierros de la viga, solamente llegan a la columna sin tener el enclaje necesario. Foto. N° 9 y 12

10.- Daños en Acabados e Instalaciones

- Daños baño de mujeres: 1er piso 100%
- 2do piso 25%
- Daños baño de hombres 1er. piso 50%
- 2do. piso 0%
- Piso block derecho primer piso 25% dañado resto sin daños.
- Instalaciones Sanitarias y eléctrica, primer piso muy dañadas (75%), segundo piso sin mayores daños.
- Enlucido de techos poco dañado.



VISTA GENERAL DEL HOSPITAL OBRERO
DE CHIMBOTE



FOTO N° 1
PABELLON DE LA RESIDENCIA DEL PERSONAL
Muestra el montículo y la pendiente del
terreno sobre la que está construida la
edificación.



FOTO Nº 2

ELEVACION DERECHA

Cancrejera en el muro de cimentación, punto inicial de la línea vertical de falla.



FOTO Nº 3

ELEVACION PRINCIPAL

- Muestra el colapso de muros portantes a nivel del vano de ventanas. Falla típica en la dirección longitudinal.
- Daños en muros del 2do. piso, block derecho; zona de mayor relleno.

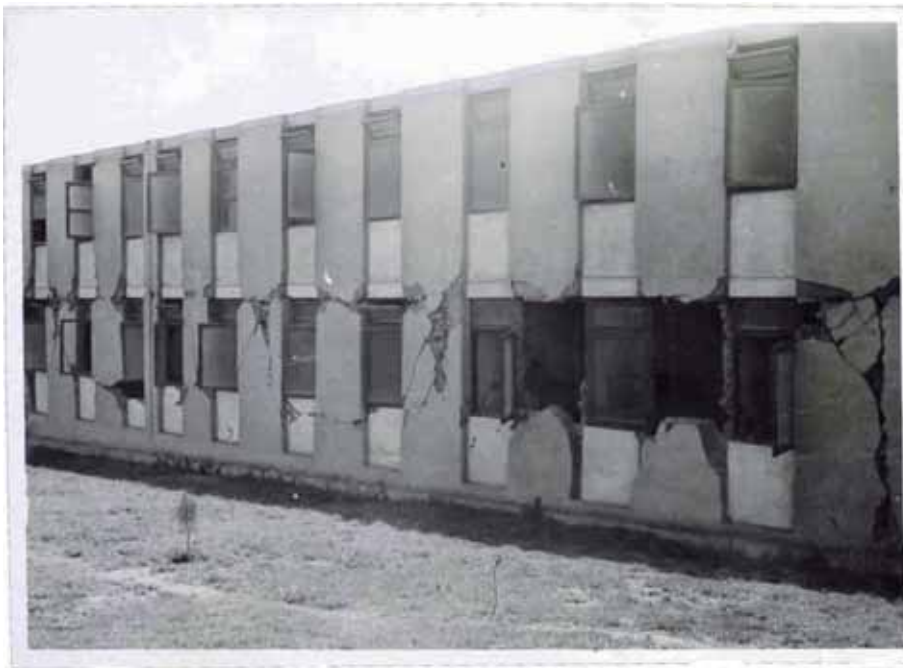


FOTO # 4
ELEVACION POSTERIOR

- Muestra colapso y falla de muros portantes, ventanas con marcos arqueados y fuera de sitio, debido al asentamiento del 2do. piso.



FOTO # 5

DAÑOS EN COLUMNAS

Falla de columnas por corte típico, se puede apreciar la línea de falla en diagonal a 45° a nivel de vanos.



FOTO # 6

DETALLE DE FALLA DE COLUMNAS

- Falla por corte típico
- Muestra también, el agregado del concreto, es de canto redado en exceso y diámetro de 3".
- Ubicación de estribos muy espaciados (cada 25 cm.)

FOTO # 7

DAMOS DE LOS BORNIOS DEL INTERIOR

- Muestra falla de columna y muro por corte y compresión en el primer piso, a nivel de vano de puertas.



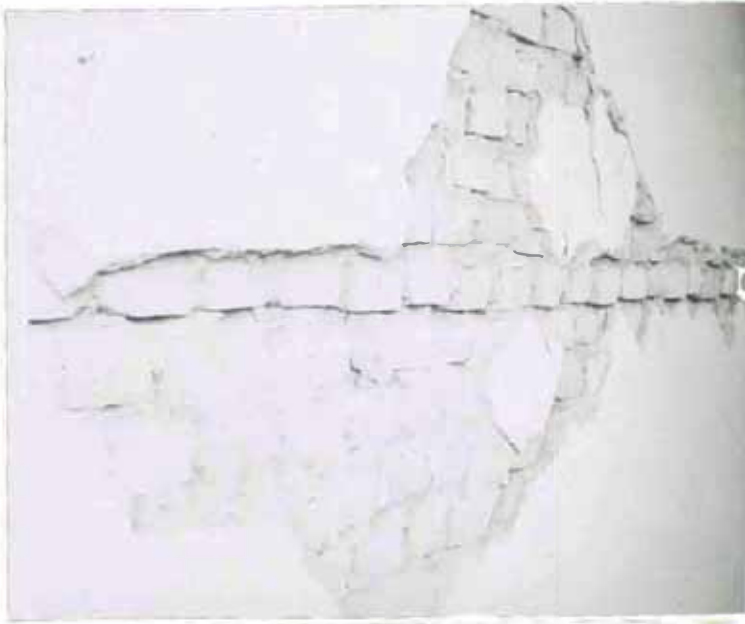


FOTO # 8

MURO EN DIRECCION TRANSVERSAL

Muestra una hilada de ladrillo medio expulsado, debido a que la junta fue molida por vibración, evidencia que se utilizó una mezcla pobre en el aparejo de ladrillo.



FOTO # 9

DESPLOME DE COLUMNAS

- Desplome de 4 cm. en la cabeza de columna, 1er. piso, y fierro doblado.
- Mala conexión de viga con columna se puede apreciar que la armadura de la viga no tiene el anclaje adecuado.



FOTO # 10

DESPLOME DE COLUMNA EJE LONGITUDINAL
ELEVACION POSTERIOR



FOTO Nº 11

DESPLOME DE COLUMNA EJE LONGITUDINAL
ELEVACION PRINCIPAL

Las fotos Nº 10 y 11 corresponden a un mismo eje transversal, se observa el desplome típico de columna en direcciones opuestas, siendo de 2 a 3 cm. en la cabeza de columnas evidenciando el asentamiento del segundo piso.



FOTO N° 12

CONEXION VIGA-COLUMNA

- Muestra conexión deficiente de viga y columna, la armadura de la viga no tiene el anclaje adecuado.
- El agregado utilizado es de diámetro mayor de 3".



FOTO N° 13

ELEVACION DERECHA

- Muestra el techo que quedó en voladizo al colapsar el muro adyacente, se encuentra ligeramente fisurado.
- Daños en la elevación derecha, por falta de confinamiento del muro.



FOTO. N° 14

PUERTAS DEL 1er. PISO

Estado típico de las puertas en el 1er. piso, se observa los marcos arqueados debido al asentamiento del 2do. piso; los marcos sirvieron como apuntalamiento.

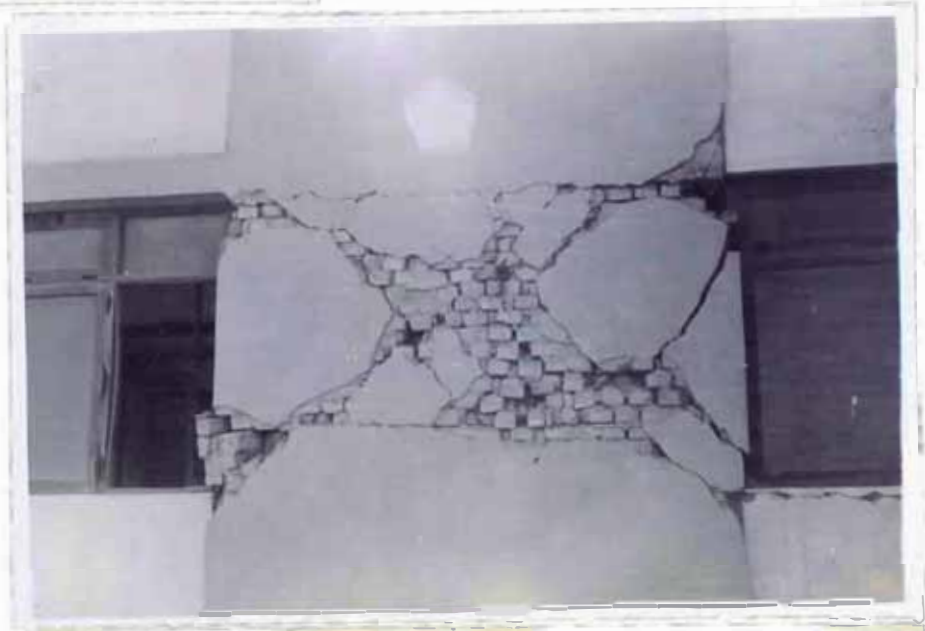


FOTO N° 15

VENTANAS DEL 1er. PISO

- Muestra los marcos de ventanas arqueadas.
- Falla de muro por corte típico y compresión; se observa que el muro está prácticamente por colapsar, lo que evidencia el asentamiento del 2do. piso.

3.00 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA COMO SE ENCONTRABA ENTES DEL SISMO.-

3.01 ANALISIS SISMICO

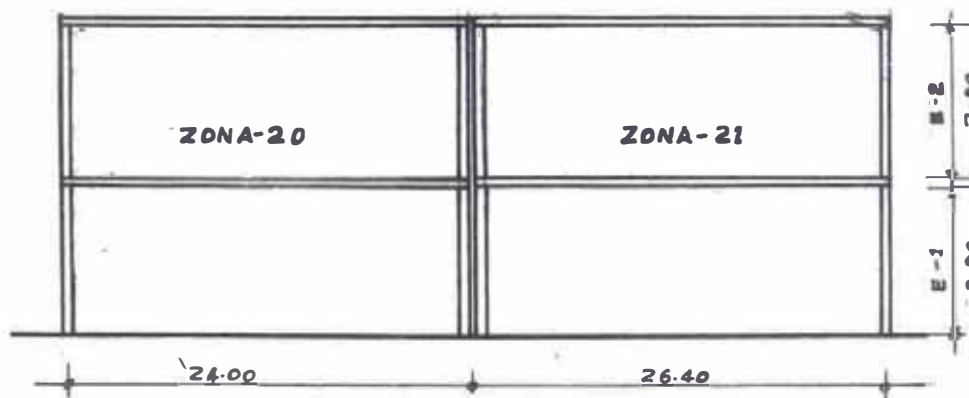
a) Determinación del Corte y Distribución por niveles.-

CALCULO DEL PESO DEL EDIFICIO

Metrado de Muros:

- En el cuadro siguiente se da el resumen del volumen total de muros, en las dos direcciones, por niveles y para cada block, en este metrado se ha considerado los muros de .25m. y .15m. se descontó los vanos de puertas y ventanas, debido a que estos son en un gran porcentaje.
- El área horizontal del muro resistente al corte, por ejes, niveles y para cada zona, se ha considerado los muros cuya longitud es igual o mayor que la mitad de su altura y que llegan de piso a techo.

ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA



ELEVACION

CUADRO RESUMEN - METRADO DE MUROS

ZONA 20 (Block Izquierdo)

↓ Ejes Entrepiso →	Volumen (m ³)		Area Horizontal. Resistente al corte (m ²)		
	E - 1	E - 2	Espesor e (m)	E - 1	E - 2
Eje longi- tudinal X - X	42.91	45.05	.25	7.68	9.45
Eje Trans- versal Y - Y	50.19	38.76	.25	12.23	11.12
	-----	-----	.15	5.60	2.72
TOTAL	93.10	83.81	-----	19.71	12.31

ZONA 21 (Block Derecho)

↓ Ejes Entrepiso →	Volumen (m ³)		Area Horizontal Resistente al corte (m ²)		
	E - 1	E - 2	Espesor e (m)	E - 1	E - 2
Eje longi- tudinal X - X	48.60	49.60	.25	13.90	12.85
Eje trans- versal Y - Y	56.62	35.04	.25	13.89	7.00
	-----	-----	.15	5.82	5.31
TOTAL	105.22	84.64	-----	17.92	13.84

PESO UNITARIO DE TECHOS

- Metrado de elementos, tomando un recuadro modular.
- Peso aligerado de .25m. 350 Kg/m^2
- Análisis aproximado

TECHO PRIMER PISO:

Esquema Modular: Metrado de elementos - Parte achurada-collarín de
.25 x .25 m.

Peso específico concreto armado $2,400 \text{ Kg/m}^3$

$$\text{Area total: } A_t = 11.40 \times 4.80 = 54.7 \text{ m}^2$$

Area enganche de vigeta (A_{ev})

Area Viga collarín (A_{vc})

$$A_{ev} = 4.80 (2 \times .80 + 4 + 4.80) = 13.42 \text{ m}^2$$

$$A_{vc} = 11.40 \times .25 = 2.85 \text{ m}^2$$

$$3 \times 4.80 \times .25 = 3.59 \text{ m}^2 = 6.44 \text{ m}^2$$

$$A_{ev} + A_{vc} = A' = 19.86 \text{ m}^2$$

$$\text{Area aligerado: } A_t - A' = 37.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso aligerado: } 37.84 \text{ m}^2 \times 350 \text{ Kg/m}^2 = 13,250 \text{ Kg.}$$

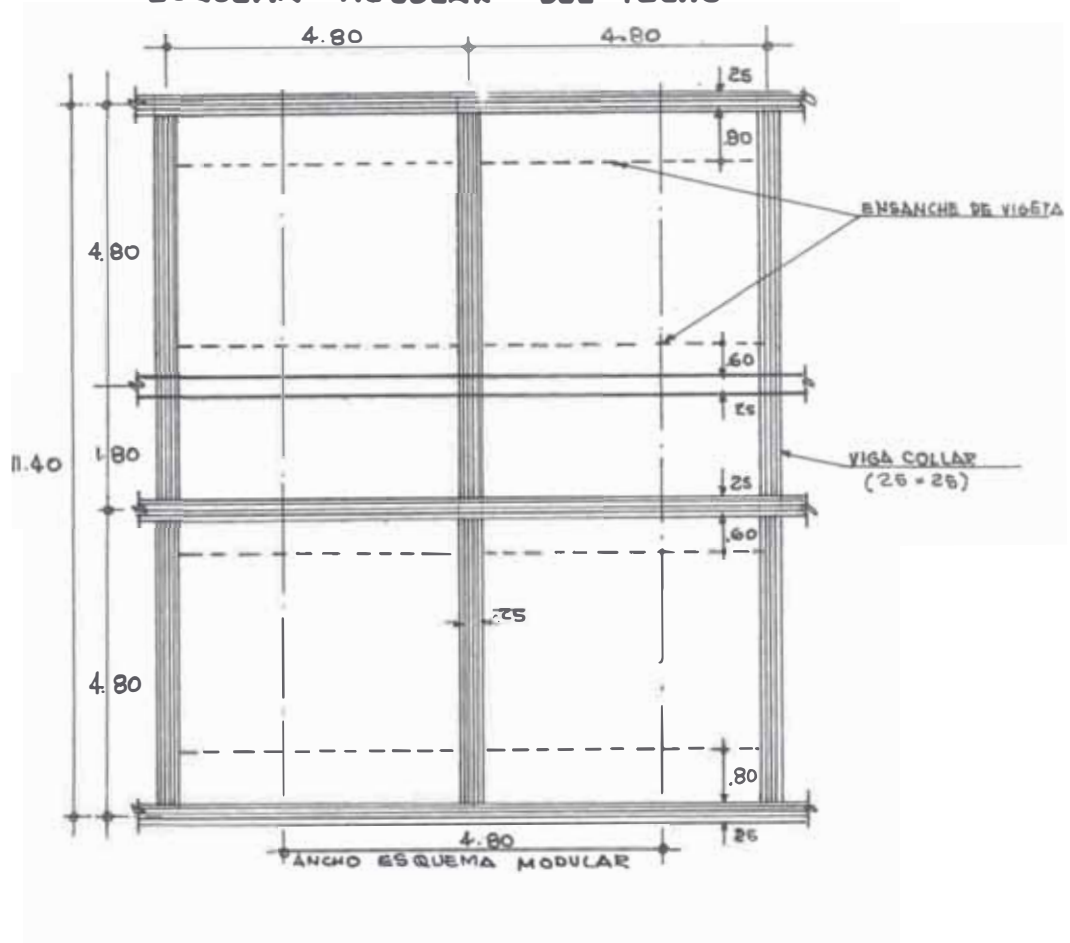
Peso vigas collar y ensanche

$$\text{de viguetas } 19.85 \text{ m}^2 \times .25 \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 = \underline{11,900 \text{ Kg.}}$$

$$\text{PESO TOTAL TECHO} = P_t = 25,150 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso del techo por } M^2 = \frac{P_t}{A_t} = \frac{25,150}{54.7} = 460 \text{ Kg/m}^2$$

ESQUEMA MODULAR DEL TECHO



TECHO SEGUNDO PISO.-

Esquema Modular.- Metrado de elementos - parte anchura collarín de .25 x .25 m.

$$A_t = 54.7 \text{ m}^2$$

$$A_{vc} = 3 \times 4.8 \times .25 = 3.59 \text{ m}^2$$

$$\text{Area aligerado: } A_t - A_{vc} = 51.11 \text{ m}^2$$

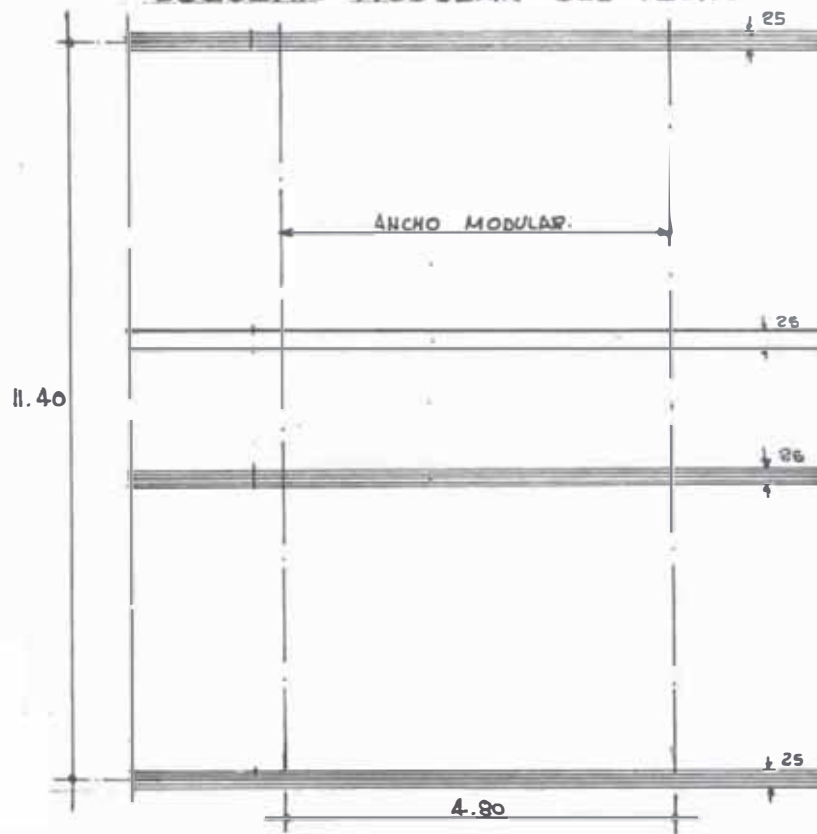
$$\text{Peso aligerado: } 51.11 \times 350 \text{ Kg/m}^2 = 17,900 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso viga collar: } 3.59 \times .25 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = \underline{2,160 \text{ Kg.}}$$

$$\text{PESO TOTAL TECHO} = P_t = 20,060 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso del techo por m}^2 = P_t / A_t = \frac{20,060}{54.7} = 380 \text{ Kg/m}^2$$

ESQUEMA MODULAR DEL TECHO



AREA TECHADA - (m²)

ZONA	1er. PISO	2do. PISO	TOTAL POR PISO
20	250.9	273.6	524.1
21	277.9	301.0	578.9
TOTAL			1,103.0 m ²

METRADO DE COLUMNAS EN VOLUMEN DE CONCRETO (m³) .-

ZONA 20 .- Para el 1er. y 2do. pisos

$$18 \text{ columnas cuadradas de } .25\text{m} \times .25 \times 3.05 \text{ m} = 3.43 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ columna circular } D = .25 \text{ y } 3.05 \text{ m de altura} = \frac{0.15 \text{ m}^3}{3.58 \text{ m}^3}$$

ZONA 21.- Para el 1er. y 2do. pisos

$$\begin{aligned} 15 \text{ columnas cuadradas de } .25 \times .25 \times 3.05 \text{ m} &= 2.86 \text{ m}^3 \\ 1 \text{ columna circular } D = .25\text{m} \times 3.05 \text{ m de alt.} &= 0.15 \text{ m}^3 \\ &3.01 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

CUADRO PARA CALCULO DEL PESO MUERTO DE LAS ESTRUCTURAS MAS UN PORCENTAJE

DE LA CARGA VIVA - "P".-

Carga permanente:

-	Peso propio aligerado de .25 mas ensanchamiento y vigas	1er. piso	460 Kg/m ²
		2do. piso	380 Kg/m ²
-	Peso muerto:	1er piso (piso + cielo raso)	100 Kg/m ²
		2do piso (Paste lero + cielo raso)	100 Kg/m ²

Sobre Cargas

s/c	1er piso	300 Kg/m ²
s/c	2do. piso	150 Kg/m ²

FUERZA HORIZONTAL O CORTANTE TOTAL EN LA BASE DEL EDIFICIO:

SEGUN NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISISMICO.-

1.- Consideraciones Generales.-

- Las fuerzas horizontales del sismo se consideran que actúan según las dos direcciones principales de la estructura o en las direcciones que resultan más desfavorables. El análisis puede hacerse independientemente en cada Dirección.
- La nomenclatura empleada en este análisis son las mismas que el de las normas:

- b_x = Dimensión del edificio en dirección perpendicular a la que se está analizando.
- C = Coeficiente sísmico que determina el porcentaje de peso que debe tomarse como cortante en la base.
- D = Dimensión del edificio en la dirección horizontal considerada.
- e_i = Excentricidad estática en el nivel "i"
- F_i = Fuerza horizontal en el nivel "i"
- H = Fuerza horizontal o cortante total en la base del edificio
- H_i = Cortante en el nivel "i"
- H_1 = Fuerza horizontal que se considera aplicada sobre el elemento según la dirección más desfavorable.
- h = Altura total del edificio respecto al nivel del terreno, en metros, en la fórmula para el período fundamental y en la fórmula para el período fundamental y en la fórmula para hallar la separación sísmica.
- h_i = Altura del nivel "i" respecto a la base.
- h' = Diferencia de altura entre dos pisos adyacentes.
- J = Factor de reducción del momento de volteo, de acuerdo a la fórmula (II).
- K = Coeficiente que depende del tipo de estructuración escogido para el edificio (3)
- M_v = Momento de volteo en la base
- M_i = Momento de volteo en el nivel "i"
- n = Número de pisos del edificio
- P = Peso muerto del edificio más un porcentaje de la carga viva que debe tomarse según 5.
- S = Separación entre dos partes de una estructura, en cm.

T = Período fundamental de vibración de la estructura en segundos en la dirección considerada.

T_i = Momento de torsión en el nivel "i"

U = Coeficiente que depende del uso de la edificación y en índice sísmico de la región. Tabla N° 1.

wh = Suma de los productos de $w_i h_i$ para todos los pisos del edificio en la fórmula de distribución vertical del cortante en la base.

w_i = Peso del piso considerado "i"

2.- Factores que se tienen en cuenta en el diseño sísmico.-

2.01 Consideraciones regionales de sismicidad:

La ubicación de Chimbote corresponde a la Región 2. Esta comprende toda la Costa, la Sierra y la Ceja de la selva exceptuando la parte indicados en la Región I, también considerada parte de la Selva Central.

2.02 Uso de la Edificación:

Corresponde al tipo C -- Edificios Públicos: Hospital Policlínico.

2.03 Clasificación de suelos desde el punto de vista sísmico:

Corresponde a una combinación de las clases II y III

Clase II.- Terrenos blandos: Constituido por suelos de baja capacidad soportante - con gran contenido de humedad y con la masa de agua cercana a la superficie.

Clase III - Terreno sísmicamente desfavorable: constituidos por las zonas de contacto, que son los terrenos cercanos a las faldas de los cerros, terrenos que

bordean un barranco, por la ribera de un río, suelos con topografía muy accidentada, por arenas suelos saturadas y por rellenos nuevos no consolidados

2.04 En esta clase de terrenos la cimentación debe ser diseñada en forma tal que se disminuyan los efectos del asentamiento diferencial y la vibración desordenada de las zapatas en caso de un sismo.

2.05 En el diseño y la construcción deben tomarse las máximas precauciones y aumentarse aproximadamente los coeficientes sísmicos indicados en estas Normas.

Se considerará un coeficiente $Z = 1.4$, debido a terreno inclinado y relleno ($H = ZUKCP$)

3.- Coefficientes K.-

3.01 Es un factor de modificación, en el que se tienen en cuenta la respuesta de una estructura a una excitación sísmica de acuerdo a su capacidad de absorción de energía.

Se considera $K = 1$ para edificios que no están específicamente detallados en esta relación de las Normas.

4.- Coefficiente C.-

4.01 Este factor determina el porcentaje de la carga permanente más una parte de la carga viva que debe tomarse como cortante en la base y está expresados por la siguiente fórmula:

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

4.02 Periodo de vibración fundamental T:

Fórmula III.- Para edificios con gran cantidad de muros de corte, gran cantidad de muros y tabiques divisorios y ventanales pequeños en la dirección que se está estudiando.

$$T = \frac{0.05 h}{\sqrt{D}}$$

5.- Determinación del valor P.-

5.01 P es igual a la carga permanente del edificio más un porcentaje de la carga viva (sobre carga) que corresponde a la clasificación: B: En edificios públicos, definidos según 2.02 C se tomará el 50% de la carga viva y D: En azotea y techos, se considerará respectivamente el 25% de la carga viva que se asigne.

6.- Fuerza Sísmica.-

6.01 Para el edificio en estudio, la mínima fuerza horizontal en la base que se tendrá en cuenta en el análisis, se calcularán de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$H = ZUKCP$$

En esta fórmula el término U se define de acuerdo a 2.01 y 2.02 y su valor se asigna según la tabla 1.

Los valores "K", "C" y "P" según se ha especificado anteriormente.

6.02 Esta fuerza se distribuye a lo alto del edificio de acuerdo al acápite 8 que especifica lo siguiente:

8.- Distribución en Altura de H para Edificios.-

La fuerza cortante total en la base será distribuída a lo alto del edificio, de acuerdo a la siguiente fórmula:

Fórmula III.- Para edificios con gran cantidad de muros de corte, gran cantidad de muros y tabiques divisorios y ventanales pequeños en la dirección que se está estudiando.

$$T = \frac{0.05 h}{\sqrt{D}}$$

5.- Determinación del valor P.-

5.01 P es igual a la carga permanente del edificio más un porcentaje de la carga viva (sobre carga) que corresponde a la clasificación: B: En edificios públicos, definidos según 2.02 C se tomará el 50% de la carga viva y D: En azotea y techos, se considerará respectivamente el 25% de la carga viva que se asigne.

6.- Fuerza Sísmica.-

6.01 Para el edificio en estudio, la mínima fuerza horizontal en la base que se tendrá en cuenta en el análisis, se calcularán de acuerdo a la fórmula siguiente:

$$H = ZUKCP$$

En esta fórmula el término U se define de acuerdo a 2.01 y 2.02 y su valor se asigna según la tabla 1.

Los valores "K", "C" y "P" según se ha especificado anteriormente.

6.02 Esta fuerza se distribuye a lo alto del edificio de acuerdo al acápite 8 que especifica lo siguiente:

8.- Distribución en Altura de H para Edificios.-

La fuerza cortante total en la base será distribuída a lo alto del edificio, de acuerdo a la siguiente fórmula:

Fórmula:

$$F_i = 0.95 H \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

T A B L A N° 1 (Normas)

Coeficiente sísmico "U" de acuerdo a la regionalización sísmica y el uso de la edificación (Normas Peruanas de diseño Antisísmico)

		R E G I O N		
		1	2	3
TIPO CONSTRUCCION	A	Diseñar y construir de acuerdo a las recomendaciones dadas en el Apéndice A.		
	B	1	0.8	0.6
	C	1.2	1.0	0.7
	D	De acuerdo a 2.02 D		

NOTA:- Corresponde a:

- Región 2
- Tipo de construcción C.- Edificio Público

Fuerza Horizontal o cortante total en la base del Edificio (H).

$$H = ZUKCP$$

Donde: U = 1.0 Definidos anteriormente
K = 1.0

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}, \quad T = \frac{0.05 h}{\sqrt{D}}$$

h = Altura total del edificio respecto al nivel del suelo en metros.

D = Dimensión del edificio en la dirección horizontal considerada.

CUADRO PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE "C"

ZONA	D x (m)	D y (m)	($\frac{h}{m}$)	$T_x = \frac{0.05h}{\sqrt{Dx}}$	$C_x = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T_x}}$	$T_y = \frac{0.05h}{\sqrt{Dy}}$	$C_y = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T_y}}$
21	26.40	11.40	6.10	0.059	0.129	0.090	0.112
20	24.00	11.40	6.10	0.062	0.126	0.090	0.112

ESPECTRO ZUKC.-

$$Z = 1.4$$

$$U = 1.0 \quad ZUK = 1.4$$

$$K = 1.00$$

ZONA	ZUK	Cx	Cy	ZUKCx	ZUKCy
21	1.4	0.129	0.112	0.18	0.16
20	1.4	0.126	0.112	0.18	0.16

DETERMINACION DEL PESO DEL EDIFICIO

VALOR DE "P"

CARGAS UNITARIAS EN Kg/m^2

Carga o Peso (Kg/m^2)	1er. piso	2do. piso
Aligerado + Vigas	460	380
Peso muerto	100	100
% S/C	.50 x 300 = 150	.25 x 150 = 37.5
T O T A L	710 Kg/m^2	517.5 Kg/m^2

Z O N A 2 1

ELEMENTO	Areas (m ²)		Volumen (m ³)		Peso Unitario PM + % S/C Kg/m ²		Peso específico Kg/m ³	Peso Parcial (Ton)		Peso Total "P" (Ton)	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO		1° PISO	2° PISO		
Piso o techo	277.9	301.0			710	517.5		197.31	155.77		
Muro X			48.60	49.64			1800	87.48	89.35		
Muro Y			56.62	35.04			1800	101.92	63.07		
Columna			3.58	3.58			2400	8.59	8.59		
Σ:								395.30	31.78	712.08	

Z O N A 2 0

ELEMENTO	Areas (m ²)		Volumen (m ³)		Peso unitario PM + % S/C Kg/m ²		Peso Específico Kg/m ³	Peso Parcial (ton)		Peso Total (ton)	
	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO	1° PISO	2° PISO		1° PISO	2° PISO		
Techo	250.5	273.6			710	517.5		177.86	141.59		
Muro x			42.91	45.05			1800	77.24	81.09		
Muro y			50.19	38.76			1800	90.34	69.77		
Columna			3.01	3.01			2400	7.22	7.22		
Σ:								352.66	299.67	652.33 T.	

CUADRO PARA CALCULO DE H = ZUKCP

ZONA	P (ton)	Espectro ZUKC _x	Espectro ZUKC _y	Eje X	Eje Y
				H _x (ton)	H _y (Ton)
21	712.08	0.18	0.16	128.17	113.93
20	652.33	0.18	0.16	117.42	104.37

DISTRIBUCION POR NIVELES DEL CORTE TOTAL H.-

$$F_i = 0.95 H \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

- El 5% de H se concentra en la parte alta del edificio

CUADROS PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE DE DISTRIBUCION

Z O N A 2 1

Nivel	w _i Relativo	h Relativo	h _i Relativo	w _i h _i	F _i Total	V _i
2°	1	1.04	2.04	2.04	(0.593 + 0.05) = .643 H	.643 H
1°	1.23	1.	1.	1.23	.357 H	1.000 H
$\sum w_i h_i = 3.27$						

Z O N A 2 0

2°	1	1.04	2.04	2.04	(0.602 + 0.05) = .652 H	.652 H
1°	1.18	1	1	1.18	.348 H	1.000H
$\sum w_i h_i = 3.22$						

CUADRO DE CORTANTES SEGUN EJES "x" e "y"

Z O N A 2 1

Nivel	Hx (Ton)	Hy(ton)	Coef.de Fi	Fix(ton)	Fiy(ton)	Vx (ton)	Vy(ton)
2do.	128.17	113.93	.643H	82.41	73.26	82.41	73.26
1er.			.357H	45.76	40.67	128.17	113.93

Z O N A 2 0

2do	117.42	104.37	.652H	76.56	68.05	76.56	68.05
1er			.348H	40.86	36.32	117.42	104.37

b) Determinación del centro de Masas, centro de Rigideces, aumento del constante por torsión sísmica.

CENTRO DE MASAS ZONA - 21

- Se ha dividido la zona en dos partes I y II en cada nivel, los valores del volumen de muros y pesos unitarios que se indican en los cuadros de la siguiente página se han medrado anteriormente.
- Peso específico de muro de albañilería $\gamma_e = 1.8 \text{ Ton/m}^3$
 Peso de muro (Pm) = Volumen muro (Vo) x peso específico (γ_e)

PESO UNITARIO EN Kg/m²

P A R T E I

Niv.	Vo _x (m ³)	Vo _y (m ³)	Vo _{total} (m ³)	γ _e Ton/ m ³	Peso muro (ton)	Area por partes (m ²)	Peso unit. (muro) Kg/m ²	PP + PM + % S/C	T O T A L Kg/m ²
1	43.38	47.15	90.51	1.8	162.92	231.12	705	710	1415
2	44.06	25.55	69.61	1.8	125.30	232.56	540	518	1058

P A R T E II

1	5.22	9.49	14.71	1.8	26.48	46.8	566	710	1275
2	5.58	9.49	15.07	1.8	27.13	46.8	580	518	1098

CENTRO DE GRAVEDAD.- COORDENADAS $X = \frac{\sum W Y}{\sum W}$ $\bar{Y} = \frac{\sum W X}{\sum W}$

PRIMER NIVEL

Parte	A(m ²)	T/m ² Peso Unit.	W(ton)	X(m)	Y(m)	W X	W Y	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)
I	231.12	1.415	327.0	10.2	5.70	3335	1864	12.20	5.79
II	46.8	1.276	59.7	23.4	6.30	1397	376		
		ΣW	386.7			ΣWX	4732	2240	

SEGUNDO NIVEL

I	232.56	1.057	245.8	10.20	5.70	2507	1401	12.87	5.75
II Muros	46.8	580	27.1	23.40	6.30	634	171		
Te- chos	68.4	518	35.4	23.40	5.70	828	202		
		ΣW	308.3			ΣWY	3969	1774	

CUADRO CENTRO DE MASAS $\bar{X} = \frac{\Sigma WX}{\Sigma W}$, $\bar{Y} = \frac{\Sigma WY}{\Sigma W}$

Niv	W(ton)	ΣW	X(m)	Y(m)	Momento Estático				Coordenadas	
					W X	ΣWX	W Y	$\Sigma W Y$	\bar{X} (m)	\bar{Y} (m)
2	308.3	308.3	12.87	5.75	3969	3969	1774	1774	12.87	5.75
1	386.7	695.0	12.20	5.79	4718	8687	2239	4012	12.50	5.77

CENTRO DE RIGIDEZ.-

- Se tiene que: $F = R \Delta_T$, de donde la rigidez (R) es la relación entre la fuerza (F) y la deformación total o desplazamiento (Δ_T)

$$\text{O sea } R = \frac{F}{\Delta_T}$$

- Considerando deformación por flexión $= \Delta_F = \frac{E h^3}{3 E I}$ (resistencia de materiales para un voladizo) y deformación por corte:

$$\Delta_V = \frac{F \times 1.2 h}{A G}$$

Donde:

h = Altura del muro

1.2 Coeficiente de forma (para muro rectangular)

A = Area de la sección transversal = e x l

l = longitud del muro

E = Módulo de elasticidad del muro E = 20,000 Kg/cm²

I = Inercia en la dirección considerada

$$I = \frac{e l^3}{12} \quad (\text{muro rectangular})$$

G = Módulo de corte; G = 0.4 E

- Deformación total $\Delta_T = \Delta_F + \Delta_V$; de donde la fórmula para hallar la rigidez de un muro rectangular es:

$$R = \frac{l}{\frac{h^3}{3 E I} + \frac{1.2h}{A G}} = \frac{E \times e}{4\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{l}\right)}$$

$$\frac{R}{E} = \frac{e}{4\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{l}\right)}$$

Cuadro de Cálculos.- Rigidez de muros resistentes al corte y Distribución del cortante para cada muro

1er. Nivel

$$\frac{R}{E} = \frac{e}{4\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{l}\right)}$$

Eje X - X.- Altura del muro constante $h = 2.80 \text{ m}$

Corte actuante $V_T = 128.2 \text{ Ton.}$

							$\frac{R'}{E} \times V_t$
l (m)	Cantidad de Muros de longitud "l"	e (m)	$\left(\frac{h}{l}\right)$	$\left(\frac{h}{l}\right)^3$	$4\left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{l}\right)$	$\frac{R}{E} \times 10^2 = R'$	V(Ton)
1.40	9	.25	2.00	8.00	38.00	.66x9=5.94	23.2/9 = 2.68
1.50	6	.25	1.87	6.55	31.81	.79x6=4.74	18.4/6 = 3.07
1.80	1	.25	1.56	3.70	19.48	1.28x1=1.28	5.0/1 = 5.00
2.40	3	.25	1.17	1.60	9.90	2.53x3=6.59	25.7/3 = 8.57
3.00	2	.25	0.93	0.81	6.03	4.16x2=8.32	32.5/2 =16.25
3.60	1	.25	0.78	0.47	4.22	5.95x1=5.95	23.3/1 =23.30
$\Sigma R' = 32.82$							

Eje Y - Y.- Altura del muro constante: $h = 2.80 \text{ m}$.

Corte actuante : $V_T = 113.9 \text{ Ton}$

							$\frac{R'}{\sum R'} \times V_T$
l (m)	Cantidad de muros de longitud "l"	e (m)	$(\frac{h}{l})$	$(\frac{h}{l})^3$	$4(\frac{h}{l}) + 3(\frac{h}{l})$	$\frac{R}{E} \times 10^2 = R'$	(Ton)
3.00	1	.25	0.93	0.81	6.03	$4.16 \times 1 = 4.16$	$2.7/1 = 2.70$
3.00	1	.15	0.93	0.81	6.03	$2.49 \times 1 = 2.49$	$1.6/1 = 1.60$
4.00	1	.15	0.70	0.34	3.46	$4.34 \times 1 = 4.34$	$2.8/1 = 2.80$
5.00	9	.25	0.56	0.18	2.40	$10.50 \times 9 = 9.50$	$62.2/9 = 6.91$
5.00	6	.15	0.56	0.18	2.40	$6.25 \times 6 = 37.50$	$24.7/6 = 4.12$
11.40	1	.25	0.25	0.02	0.83	$30.20 \times 1 = 30.20$	$19.8/1 = 19.80$
$\sum R' = 137.19$							

- Ubicación del Centro de Rigidez.-

- Coordenadas.- X_{CR} , Y_{CR}

$$X_{CR} = \frac{\sum R_Y \cdot \bar{X}}{\sum R_Y}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum R_X \cdot \bar{Y}}{\sum R_X}$$

CUADRO DE CALCULOS

DIRECCION X - X		
\bar{X} (m)	R_Y	$R_Y \bar{X}$
0	21.00	0
2.30	12.50	28.8
4.30	21.00	100.1
7.10	12.50	88.8
9.60	10.50	100.1
10.20	4.16	42.5
11.10	2.49	27.6
12.00	6.25	75.2
14.40	10.50	151.2
15.50	10.50	162.8
16.70	6.25	104.5
19.20	10.50	201.5
20.40	10.50	218.2
21.50	4.34	93.2
26.40	30.20	797.0
	173.19	2191.5
	ΣR_Y	$\Sigma R_Y \bar{X}$

DIRECCION Y - Y		
\bar{Y}	R_X	$R_X \bar{Y}$
--	4.54	--
2.40	5.95	14.30
4.80	12.30	59.0
6.60	3.82	25.2
10.20	4.16	42.4
11.40	2.64	30.1
	33.41	171.0
	ΣR_X	$\Sigma R_X \bar{Y}$

$$X_{CR} = \frac{\Sigma R_Y \cdot \bar{X}}{\Sigma R_Y} = \frac{2191.5}{173.19} = X_{CR} = 12.60 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\Sigma R_X \bar{Y}}{\Sigma R_X} = \frac{171.0}{33.41} = Y_{CR} = 5.10 \text{ m}$$

2do N I V E L

Eje X - X.- Altura del muro constante : $h = 2.80 \text{ m}$ Corte actuante : $V_T = 82.41 \text{ Ton}$

							$\frac{R'}{\sum R} \times V_T$
l (m)	Canti- dad de muros de lon- gitud "1"	e (m)	$(\frac{h}{l})$	$(\frac{h}{l})^3$	$4(\frac{h}{l})^3 + 3(\frac{h}{l})$	$\frac{R}{E} \times 10^2 = R'$	V(Ton)
1.40	8	.25	2.00	8.00	38.00	$0.66 \times 8 = 5.28$	$6.1/8 = 0.77$
2.40	1	.25	1.17	1.60	9.90	$2.56 \times 1 = 2.56$	$3.0/1 = 3.00$
2.80	1	.25	1.00	1.00	7.00	$3.57 \times 1 = 3.57$	$4.1/1 = 4.10$
3.00	1	.25	0.93	0.81	6.03	$4.16 \times 1 = 4.16$	$4.8/1 = 4.80$
3.50	2	.25	0.80	0.51	4.44	$5.65 \times 2 = 11.30$	$13.0/2 = 6.50$
3.60	1	.25	0.78	0.47	4.22	$5.95 \times 1 = 5.95$	$6.9/1 = 6.90$
4.00	1	.25	0.70	0.34	3.46	$7.22 \times 1 = 7.22$	$8.3/1 = 8.30$
5.00	3	.25	0.56	0.18	2.40	$10.50 \times 3 = 31.50$	$36.3/3 = 12.10$
						$R' = 71.54$	

Eje: Y - Y- Altura del muro constante: $h = 2.80 \text{ m}$ Corte actuante : $V_T = 73.26 \text{ Ton}$

$$\frac{R'}{\sum R'} \times V_T$$

l(m)	canti- dad - muros "1"	e(m)	$(\frac{h}{l})$	$(\frac{h}{l})^3$	$4(\frac{h}{l})^3 + 3(\frac{h}{l})$	$\frac{R}{E} \times 10^2 = R'$	V (Ton)
3.00	1	.25	0.93	0.81	6.03	$4.16 \times 1 = 4.16$	$2.80/1 = 2.80$
3.00	1	.15	0.93	0.81	6.03	$2.49 \times 1 = 2.49$	$1.7/1 = 1.70$
4.00	1	.15	0.70	0.34	3.46	$4.34 \times 1 = 4.34$	$2.9/1 = 2.90$
5.00	3	.25	0.56	0.18	2.40	$10.50 \times 3 = 31.50$	$21.0/3 = 7.00$
5.00	6	.15	0.56	0.18	2.40	$6.25 \times 6 = 37.50$	$25.0/6 = 4.20$
11.40	1	.25	0.25	0.02	0.83	$30.20 \times 1 = 30.20$	$20.1/1 = 20.10$

$$R' = 110.1$$

- Ubicación del Centro de Rigideces.- (X_{CR} , Y_{CR})

CUADRO DE CALCULOS

DIRECCION X - X		
$\bar{X}(m)$	R_Y	$R_Y \bar{X}$
1.20	12.50	15.00
7.10	12.50	88.7
10.20	4.16	42.4
11.10	2.49	27.6
13.00	6.25	81.30
15.50	10.50	163.0
17.70	6.25	110.5
19.20	10.50	201.0
20.50	10.50	214.0
21.50	4.34	93.2
26.40	30.20	797.0
	110.19	1,833.7
	ΣR_Y	$\Sigma R_Y \bar{X}$

DIRECCION Y - Y		
\bar{Y}	R_X	$R_X \bar{Y}$
0	4.54	0
2.40	5.95	14.3
4.80	24.03	115.2
6.60	30.22	200.0
10.20	4.16	42.4
11.40	2.64	30.1
	71.54	402.0
	ΣR_X	$\Sigma R_X \bar{Y}$

$$X_{CR} = \frac{\Sigma R_Y \bar{X}}{\Sigma R_Y} = \frac{1833.7}{110.19} = X_{CR} = 16.60 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\Sigma R_X \bar{Y}}{\Sigma R_X} = \frac{402.0}{71.54} = Y_{CR} = 5.60 \text{ m}$$

R E S U M E N - Centro de Rigideces

1er. NIVEL		2do. NIVEL	
X_{CR}	Y_{CR}	X_{CR}	Y_{CR}
12.60	5.10	16.60	5.60

EXCENTRICIDAD POR NIVELES

EJE	1er. NIVEL			2do NIVEL		
	Cent. de masas (m)	Centro de Rigid. (m)	Excentricidad "e" (m)	Cent. de masas (m)	Centro de Rigid.(m)	Excentricidad "e" (m)
X	12.50	12.60	0.10	12.87	16.60	3.87
Y	5.77	5.10	0.67	5.75	5.60	0.15

Momento de Torsión (T) por niveles.-

T = Momento de Torsión

$$T = F \times e$$

F = Fuerza horizontal sísmica

e = Excentricidad

EJE	1er. NIVEL			2do. NIVEL		
	F (Ton)	e(m)	T(Ton)	F (Ton)	e (m)	T (Ton)
X	128.2	0.10	12.8	82.4	3.87	319.0
Y	113.9	0.67	76.2	73.3	0.15	11.0

Corrección por Torsión.-

Observando el cuadro anterior se tiene un momento de torsión máxima de 319.0 Ton- m., que corresponde al 2do. Nivel en la dirección X-X; para el 1er. Nivel en las dos direcciones, y en el 2do Nivel en la dirección Y - Y, el momento de torsión no es considerable, por lo cual se hará la corrección por torsión en el caso crítico indicado.

Fórmula para la distribución de las fuerzas horizontales en Sistema con torsión.-

$$V_X^T = T_X \cdot \frac{R_X Y}{(Y^2 R_X + X^2 R_Y)} = \frac{R_X Y}{\alpha}$$

$$V_Y^T = T_Y \cdot \frac{R_Y X}{(Y^2 R_X + X^2 R_Y)} = \frac{R_Y X}{\alpha}$$

Donde:

- V_X^T , V_Y^T Corrección por torsión en los respectivos ejes
 T_X , T_Y Torsión según la dirección considerada
 R_X , R_Y Rigidez de los muros
 X , Y Distancia de los ejes del centro de rigideces a los muros según la dirección considerada

$$\alpha = (Y^2 R_X + X^2 R_Y)$$

Corrección por Torsión en el 2do. Nivel en la dirección Y - Y.-

Cálculo de α .- $\sum X^2 R_Y$

EJES	X (m)	X^2	R_Y	$X^2 R_Y$
6-7	15.60	243.0	12.50	3090
7-8	9.70	94.1	12.50	1177
8-9	6.10	37.3	4.16	150
8-9	5.20	27.1	2.49	67
8-9	3.60	13.0	6.25	81
9-10'	1.30	1.7	10.50	178
9-10'	-1.10	1.2	6.25	8
10'	-2.30	5.3	10.50	56
10	-3.50	12.2	10.50	128
10-11	-4.70	22.1	4.34	96
12	-9.50	90.5	30.20	2735
$\sum X^2 R_Y =$				7716

$\sum Y^2 R_X$

EJES	Y(m)	Y^2	R_X	$Y^2 R_X$
A	-5.60	31.4	4.54	142
A'	-3.20	10.2	5.95	60
B	-0.80	0.6	24.03	14
C	-1.00	1.0	30.22	30
D'	4.60	21.1	4.16	88
D	5.80	33.6	2.64	89
$\sum Y^2 R_X =$				423

$$\alpha = \sum (Y^2 R_X + X^2 R_Y) = 7716 + 423$$

$$\alpha = 8139$$

- Las distancias X e Y son con respecto a los ejes del centro de rigideces.

Cálculo de: V_Y^T .-

$$V_Y^T = T_Y \frac{R_Y X}{\alpha}$$

$$T_Y = 319 \text{ Ton} - m$$

$$\alpha = 8139$$

EJES	l(m)	Número de Muros	R _Y	X(m)	R _Y X	V _Y ^T (Ton)
6-7	5.00	2	6.25	15.60	97.5	3.8
7-8	5.00	2	6.25	9.70	60.6	2.4
8-9	3.00	1	4.16	6.10	25.4	1.0
8-9	3.00	1	2.49	5.20	12.9	0.5
8-9	5.00	1	6.25	3.60	22.5	0.9
9-10'	5.00	1	10.50	1.30	13.7	0.5
9-10'	5.00	1	6.25	-1.10	-6.9	-0.03
10'	5.0	1	10.50	-2.30	-24.2	-0.9
10	5.0	1	10.50	-3.50	-36.8	-1.4
10-11	4.0	1	4.34	-4.70	-20.4	-0.8
12	11.4	1	30.20	-9.50	-287.0	-11.2

* Muros de e = .25 m. (espesor)

c) Cortes y esfuerzos de corte finales en los muros según su longitud.

1er. NIVEL - DIRECCION X - X

- Esfuerzo constante admisible (v_a) para muros de ladrillos cerámico. Según Reglamento Nacional de Construcciones se puede considerar el siguiente valor:

$$v_a = 0.6 \text{ Kg/cm}^2$$

l(m)	e(m)	A(m ²)	V ^{Ton}	v(Kg/cm ²)	v _a (Kg/cm ²)
1.40	.25	0.35	2.68	0.77	> .6
1.50	.25	0.38	3.07	0.81	> .6
1.80	.25	0.45	5.00	1.11	> .6
2.40	.25	0.60	8.57	1.42	> .6
3.00	.25	0.75	16.25	2.17	> .6
3.60	.25	0.90	23.30	2.58	> .6

DIRECCION Y - Y

l(m)	e(m)	A(m ²)	V ^{Ton}	v(Kg/cm ²)	v _a (Kg/cm ²)
3.00	.25	0.75	2.70	0.36	< .6
3.00	.15	0.45	1.60	0.36	< .6
4.00	.15	0.60	2.80	0.47	< .6
5.00	.25	1.25	6.91	0.50	< .6
5.00	.15	0.75	4.12	0.55	< .6
11.40	.25	2.85	19.80	0.70	> .6

2do. NIVEL - DIRECCION X - X

l (m)	e (m)	A (m ²)	V (Ton)	v(Kg/cm ²)	va(Kg/cm ²)
1.40	.25	0.35	0.77	0.22	< .6
2.40	.25	0.36	3.00	0.50	< .6
2.80	.25	0.70	4.10	0.58	< .6
3.00	.25	0.75	4.80	0.64	> .6
3.50	.25	0.88	6.50	0.74	> .6
3.60	.25	0.90	6.90	0.77	> .6
4.00	.25	1.00	8.30	0.83	> .6
5.00	.25	1.25	12.10	0.90	> .6

DIRECCION Y - Y

EJES	l(m)	e(m)	A(m ²)	V(Ton)	Correc. por tor sion V_T (ton)	Corte Final V_F (Ton)	v(Kg/cm ²)	va(Kg/cm ²)
6-7	5.00	.15	0.75	4.2	3.8	8.0	1.07	> .6
7-8	5.00	.15	0.75	4.2	2.4	6.6	0.88	> .6
8-9	3.00	.25	0.75	2.8	1.0	3.8	0.51	< .6
8-9	3.00	.15	0.45	1.7	0.5	2.2	0.49	< .6
8-9	5.00	.15	0.75	4.2	0.9	5.1	0.67	> .6
9-10'	5.00	.25	1.25	7.0	0.5	7.5	0.60	= .6
9-10'	5.00	.15	0.75	4.2	0.0	4.2	0.56	< .6
10'	5.00	.25	1.25	7.0	-0.9	6.1	0.49	< .6
10	5.00	.25	1.25	7.0	-1.4	5.6	0.45	< .6
10-11	4.00	.15	0.60	2.9	-0.8	2.1	0.55	< .6
12	11.40	.25	2.85	20.1	-11.2	8.9	0.31	< .6

De los resultados obtenidos se puede ver que, los esfuerzos - cortantes en los muros del 1er. nivel, dirección X - X, son mayores que los permisibles, en la dirección Y - Y los esfuerzos en su mayoría son menores que los permisibles, en el muro extremo de longitud de 11.40 m. actúa un esfuerzo ligeramente mayor a 0.6 Kg/cm^2 que es el permisible.

En el 2do. Nivel dirección X - X los esfuerzos de corte actuante en los muros mayores de 3.00 m. de longitud son ligeramente mayores que los admisibles, que constituyen un gran porcentaje del total de muros; en la dirección Y - Y, esto ocurre en los muros de 5.00 m. que se encuentran entre los ejes 6 y 7, que es un reducido porcentaje del total de muros.

3.02.- ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.-

Aligerado entre ejes 10 - 10 y 12 - 12

Metrado de Cargas

1er. Nivel

Cargas de Servicio:

- Piso + cielo raso			100 Kg/m ²
- Peso propio aligerado			350 Kg/m ²
- Tabiquería			<u>100 Kg/m²</u>
	T o t a l	CM :	550 Kg/m ² /2.5
- Sobre carga		CV :	300 Kg/m ² /2.5
- Momento último: $M_u = 1.5 M_{CM} + 1.5 M_{CV}$			

-- El valor 2.5, corresponde al número de viguetas por metro de ancho.

2do NIVEL.-

Cargas de Servicio.-

- Pastelero + cielo raso			100 Kg/m ²
- Peso propio aligerado			350 Kg/m ²
	T o t a l	CM :	<u>450 Kg/m²/2.5 = 180 Kg/m</u>
Sobre carga		CV :	150 Kg/m ² /2.5 = 60 Kg/m

Haciendo una distribución por Cross y combinando la carga en condiciones convenientes para obtener momentos máximos, se tiene los resultados siguientes:

- Especificado : $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
- Diseño por el método a la rotura.

NIVEL	Ubicación de la Sección	Mu Kg-m	Verificación As (cm ²)	Existente As (cm ²)
1	Tramo Central A B	333	.84	2.00
	Tramo Central B C	1280	2.40	3.20
	Apoyo interior B	1495	3.20	3.20
	Tramo Central Zona de 2 apoyos A B	1995	3.78	4.00
2	Tramo Central A B	225	.57	1.20
	Tramo Central B C	865	1.66	1.92
	Apoyo Interior B	1010	2.00	1.92

Verificación del Corte.-

Vu = Corte actuante en el apoyo más crítico

Vud = Corte a distancia "d" del apoyo

Vc = Corte permisible que resiste la vigueta

NIVEL	Tramo	Vu (Kg)	Vud (Kg)	Vc	Vu = Vud-Vu	Ensanche de viguete necesario	Ensanche de viguete existente
1	AB	600	547	1280	-.-	-.-	-.-
	BC	1470	1410	1280	130	.48	.60 m
2	AB	442	400	1280	-.-	-.-	-.-
	BC	995	955	1280	-.-	-.-	-.-

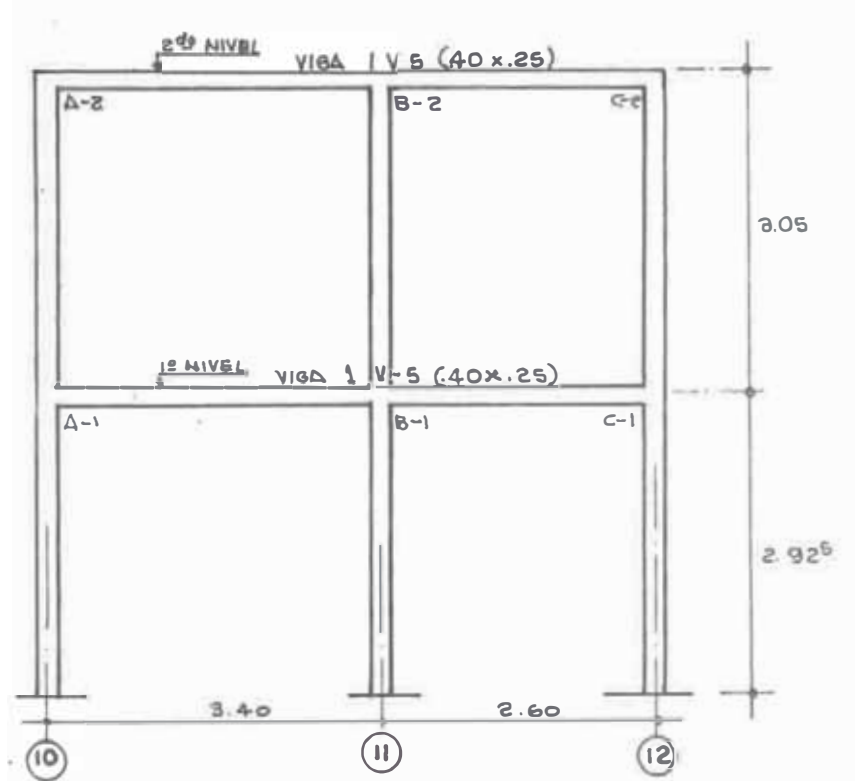
- El Techo aligerado en los 2 niveles es satisfactorio, tanto para momentos de flexión como para esfuerzos cortantes.

Verificación de Vigas.-

VIGA 1 V 5

La viga 1V5 es una viga chata de dos tramos de: 1.40 x .25 m. en los dos niveles apoyada en columnas de .25 x .25 m. en sus extremos, y una columna circular de 0.25 m. de diámetro como apoyo central; se ha idealizado en la siguiente forma:

ESQUEMA DEL PORTICO IDEALIZADO



Metrado de cargas.- Carga última: $W_u = 1.5 W_{CM} + 1.8 W_{CV}$

1er. Nivel.-

Tramo A, B,:

Peso aligerado + peso neutro: $4.50 \times 3.90 \text{ m} = 1.76 \text{ Ton/m}$

Peso propio viga : $.40 \times .25 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 0.24 \text{ Ton/m}$

$W_{CM} = 2.00 \times 1.5 = 3.00 \text{ Ton/m}$

Sobre carga: $3.00 \times 3.90 \text{ m} = W_{CV} = 1.17 \times 1.8 = 2.11 \text{ Ton/m}$

Tramo B₁ C₁

- Peso aligerado + peso muerto: $4.50 \times 2.70 \text{ m} = 1.21 \text{ Ton/m}$
- Peso propio viga : $= 0.24 \text{ Ton/m}$
- $W_{CM} = 1.45 \text{ Ton/m} \times 1.5 = 2.18 \text{ Ton/m}$
- Sobre carga : $3.00 \times 2.70 \text{ m} = W_{CV} = 0.81 \times 1.8 = 1.46 \text{ Ton/m}$

2do Nivel

Tramo A₂B₂ y B₂ C₂:

- Carga muerta total: $W_{CM} = 2.00 \times 1.5 = 3.00 \text{ Ton/m}$
- Sobre carga : $1.50 \times 3.90 \text{ m} \quad W_{CV} = 0.58 \times 1.8 = 1.05 \text{ Ton/m}$
- Momentos de flexión en los elementos.-

Para obtener los momentos y cortantes máximas se ha considerado las cargas por daderos, y distribuido por el método de cross simplificado, obteniéndose los siguientes resultados:

Cuadro de momentos últimos máximos de flexión en Ton-m.-

Obtenidos de los envolventes de momentos.-

NIVEL	A P O Y O			TRAMO CENTRAL	
	A	B	C	A B	B C
1	3.31	5.18	1.62	3.60	2.00
2	1.84	4.31	0.75	2.90	1.70

Cuadro de Cortes últimos máximos en la cara de los apoyos en Ton -

Obtenidos de la envolvente de cortes.-

NIVEL	T R A M O A B		T R A M O B C	
	A	B	B	C
1	7.8	8.8	7.5	5.3
2	5.4	7.3	6.2	3.8

Diseño de la viga.- Verificación.-

- Dimensiones de la viga : .40 x .25 m
Peralte efectivo $d = 21 \text{ cm}$
- Especificado : $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
- Para el diseño de refuerzo se han usado los abacos del Boletín N° 16 del Instituto de Estructuras y de la Construcción - UNI, por el método de la rotura.

Cuadro de Resultados.-

1er. N I V E L.- Armadura Longitudinal.-

Apoyo o Tramo	Mu (Ton-m)	Verificación As (cm ²)	Existente As (cm ²)
Tramo Central AB	3.60	7.56	7.92
Tramo Central BC	2.00	4.20	7.92
Apoyo A	3.31	6.89	6.40
Apoyo B	5.18	10.50	10.50
Apoyo C	1.62	3.40	6.40

- La viga existente 1V5 es de las mismas características en los dos niveles; se han verificado solamente para el 1er. Nivel, que es la condición más desfavorable, encontrándose que la armadura existente es adecuada.

Verificación por Corte.-

V_{ud} = Corte actuante a distancia "d" de la cara del apoyo en Ton.

V_C = Corte permisible que resiste el concreto en Ton.

C U A D R O D E R E S U L T A D O S

Niv.	Tramo	V _{ud} (Ton)	V _C (Ton)	V _u = V _{ud} -V _C (Ton)	VERIFICACION Estribos 1/4"	EXISTENTES Estribos 1/4"
1	A B	7.7	4.5	3.2	1@.05,10@10 R 20	2@12, 2@14, 2@16R20
	B C	6.4	4.5	1.9	1@.05,10@10 R 20	2@12, 2@14, 2@16 R 20
2	A B	6.2	4.5	1.7	1@.05,10@10 R 20	2@12, 2@14, 2@16 R 20
	B C	5.2	4.5	0.7	1@.05,10@10 R 20	2@12, 2@14, 2@16 R 20

- Los resultados obtenidos en la verificación por corte, requieren armadura de alma en las vigas de los dos niveles, en todos los casos predomina armadura mínima de alma, o sea el 0.15% del producto del ancho del alma (b), por el espaciamiento (s) del esfuerzo en el alma; de donde:

$$s = \frac{A_s}{0.0015 b}$$

$$s = \frac{.63}{0.0015 \times 40} = 10.5 \text{ cm.}$$

- La armadura obtenida en la verificación es un tanto mayor que el existente, siendo más desfavorable en el 1er. nivel; haciendo un análisis de éste, en los planos de estructuras, existe un ensanchamiento de viguetas, que contribuyen en tomar cortante; se puede considerar que por corte es satisfactorio.

Verificación por adherencia.-

Secciones críticas están en los apoyos del tramo, más largo, del 1er. Nivel; de donde:

Apoyo A.-

$$V_u = 7.8 \text{ Ton.}$$

$$2 \phi 1/2'' + 2 \phi 5/8''$$

$$A_s = 6.40 \text{ cm}^2$$

$$D = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma_o = \frac{4 A_s}{D (\text{Mayor})} = \frac{4 \times 6.40}{1.56}$$

$$\Sigma_o = 16.4 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 0.875$$

$$d = 21 \text{ cm.}$$

Esfuerzo Actuante:

$$u = \frac{V_u}{jd}$$

$$u = 30.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Permisible:

$$u = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \rightarrow 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u_u = 48.0 \text{ Kg/cm}^2 > u = 30.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Apoyo B.-

$$V_u = 8.8 \text{ Ton.}$$

$$4 \phi 5/8'' + 2 \phi 1/2''$$

$$A_s = 10.50 \text{ cm}^2$$

$$D = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma_o = \frac{4 A_s}{D (\text{mayor})} = \frac{4 \times 10.50}{1.59}$$

$$\Sigma_o = 27.0 \text{ cm.}$$

Esfuerzo Actuante

$$u = 21 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo Permisible

$$u_u = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \rightarrow 56 \text{ Kg/cm}^2$$

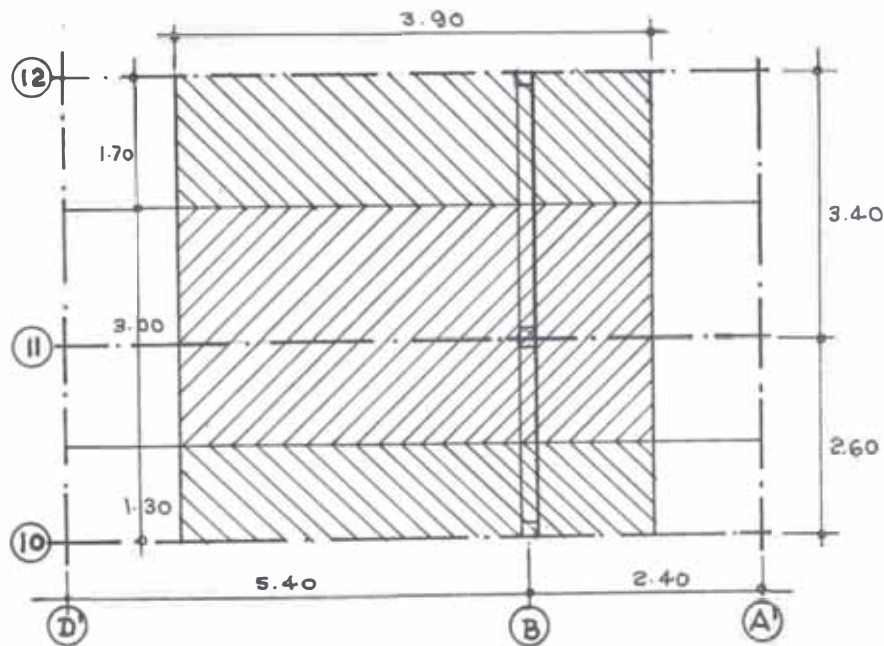
$$u_u = 48.0 \text{ Kg/cm}^2 > u = 21 \text{ Kg/cm}^2$$

Por tanto la viga es adecuada por adherencia.

Verificación de Columnas.-

Metrado de Cargas Axial para columnas B-10, B-11 y B-12.

1er y 2do. Pisos.- En el 1er. piso se va ha considerar como si no existiera hueco de escalera, está por su peso, el esquema de influencia para las columnas es:



- Area de Influencia:

$$\text{Col : B-10 : } 1.30 \times 3.90 = 5.07 \text{ m}^2$$

$$\text{Col : B-11 : } 3.00 \times 3.90 = 11.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Col : B-12 : } 1.70 \times 3.90 = 6.63 \text{ m}^2$$

- Peso específico de concreto armado : $\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$

METRADO DE CARGAS EN Ton/m (Para cimentación)

NIVEL	E J E D			E J E C			E J E D'		
	Elemento	W _{CM} Parcial	W _{CV}	W _{CM} Parcial	W _{CM}	W _{CV}	W _{CM} Parcial	W _{CM}	W _{CV}
2	Peso Muro	1.37		1.37			1.37		
	Peso techo + tabiquería	1.15	2.52	1.58	2.95		1.30	1.67	
	S/C	—	0.36	—	—	0.50	—	—	0.40
1	Peso muro	1.32		1.32			1.32		
	Peso techo + tabiquería	1.10	2.42	1.52	2.84		1.24	2.56	
	S/C	—	0.72	—	—	1.00	—	—	0.80
		Σ	4.94	1.08	Σ	5.79	1.50	Σ	5.23
	Total		W = 6.02 Ton/m	Total	W = 7.29 Ton/m	Total	Total	W = 6.43 Ton/m	

- Verificación de Muros portantes a la Compresión.-

En el cuadro siguiente se consideran muros de secciones típicas según los ejes en estudio y los casos más desfavorables, las cargas-unitarias (Ton/m) son los resultados obtenidos del metrado de cargas para la verificación de la cimentación corrida.

CUADRO DE CALCULOS.- Zona 21 - Nivel Inferior

EJE	Area de Sección Típica $l \times e = A \text{ (m)}^2$	Longitud de Infl. L (m)	W (Ton/m)	Compresión $P_c = WL \text{ (Ton)}$	Esfuerzo de comp. $P = \frac{P_c}{A}$ Kg/cm ²	Carga Perm. P_o (Kg/cm ²)
D	$1.30 \times .25 = 0.325$	2.30	6.02	13.85	4.27	< 9
D'	$3.00 \times 0.25 = 0.790$	5.00	6.43	32.10	4.28	< 9
C	$1.35 \times 0.25 = 0.338$	2.25	7.79	17.50	5.18	< 9
A	$2.40 \times 0.25 = 0.600$	5.80	6.02	35.00	5.83	< 9

De donde:

A = Area horizontal típica de muro

L = Longitud de Influencia en la que se considera que actúa la carga.

W = Carga de servicio Unitario

$P_c = W L$ Compresión actuante

$P = \frac{P_c}{A}$ Esfuerzo de compresión

$P_o = 9 \text{ Kg/cm}^2$ Esfuerzo de compresión, según el Reglamento Nacional de Construcciones para muro de ladrillo corriente medio duro.

Se observa que el esfuerzo actuante es menor que los valores permisibles, constituyendo en el caso más crítico (Eje A) un 65% del esfuerzo permisible.

- Verificación de Cimentación corrida para muros Portantes.-

EJE D - D

$$W = 6.02 \text{ Ton/m}$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Peso propio zapata

$$10\% W$$

Ancho cimentación corrida: a, sin refuerzo.

$$a = \frac{1.1 W}{\sigma_t} = \frac{1.1 \times 6.020}{0.5 \times 10^4} = 1.30$$

$$a = 1.30 \text{ Mts.}$$

Ancho existente 1.00 m., es menor que el obtenido en la verificación.

EJE C - C

$$W = 7.29$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Ancho de cimentación corrida: a

$$a = \frac{1.1 \times 7.290}{0.5 \times 10^4} = 1.60$$

$$a = 1.60 \text{ m.}$$

- La cimentación existente es una losa de 3.05 m. que sostiene simétricamente los muros portantes de los EJES C-C y B-B, distantes a 1.80 m., correspondiendo 1.52 metro de ancho para cada eje, esta cimentación es eficiente por cuanto la losa es monolítica y el comportamiento es en conjunto.

EJE D - D.-

$$W = 6.43 \text{ Ton/m} \quad a = \frac{1.1 W}{\sigma_t} = \frac{1.1 \times 6430}{0.5 \times 10^4} = 1.40 \text{ m.}$$

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = 0.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad a = 1.40 \text{ m.}$$

Ancho existente 1.00 m., es menor que el obtenido en la verificación.

NOTA.- Las dimensiones indicadas como existentes se han verificado en el campo haciendo sondeos, que son mayores a los indicados en los planos originales.

- En los ejes exteriores el ancho de cimentación corrida es menor que el calculado para $\sigma_t = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$, el ancho existente es de 1.00 m, que corresponde a $\sigma_t = 0.7 \text{ Kg/cm}^2$, lo cual indica q' se encuentra entre los límites supuestos como esfuerzo admisible a la compresión del suelo.

4.00 DETERMINACION DE LAS CAUSAS DE LOS DAÑOS EN LA ESTRUCTURA

4.01 Comentarios de los Resultados obtenidos en los acápite 2.00 y 3.00.-

De los resultados obtenidos del análisis sísmico de la estructura tal como se encontraba antes del sismo, se establece que los muros en la dirección longitudinal del 1er. piso son deficientes para resistir los esfuerzos horizontales, ya que se han encontrado valores mayores que los permisibles llegando en el caso más desfavorable a un esfuerzo de corte de 2.58 Kg/cm^2 y el menor valor es de 0.77 kg/cm^2 , siendo el permisible de 0.6 Kg/cm^2 según el Reglamento Nacional de Construcciones, al fallar los muros por corte, estos fueron expulsados por compresión debido al peso del 2do piso dando lugar a que este sufra un asentamiento de aproximadamente 2 cm., estas aseveraciones coinciden con lo observado en los daños, por cuanto la dirección de la línea de falla en los muros es en diagonal a 45° , igualmente en las columnas, que son fallas típicas por corte.

En cuanto a esfuerzos por compresión los valores obtenidos son muy cercanos a los permisibles, varían entre 4.25 cm^2 según el R.N.C, se consideran que estos esfuerzos son un tanto críticos si tenemos en cuenta que frente a estímulos sísmicos los esfuerzos se amplifican poniendo en peligro la estabilidad de dichos elementos.

En la dirección transversal los esfuerzos cortantes actuantes son en su mayoría ligeramente mayores que el permisible, llegando hasta a 0.70 Kg/cm^2 en el muro extremo de 11.40 m. de longitud, en estos muros además de seguir las líneas de falla por corte típico -

a 45°, predomina también líneas de falla horizontales en la parte superior, intermedia e inferior constituyendo posible falla por flexión perpendicular a la cara del muro, contribuyendo a ello la mezcla pobre que se utilizó en el aparejo de ladrillos.

En el 2do. nivel los daños son menores, los esfuerzos cortantes en su mayor parte son menores que el permisible, el mayor valor es de 1.07 Kg/cm^2 en los muros de 5.0 m. de longitud entre los ejes 6 y 7 en la dirección Y - Y, debido a concentrarse los esfuerzos en esta zona por torsión, originando por la gran excentricidad existente que llega a 3.37 m., estos muros se encuentran poco dañados.

Cabe destacar que la torsión es crítica solamente en la dirección Y - Y, 2do. piso; la excentricidad en la dirección X-X y en las direcciones del ler. piso son despreciables, si la torsión en el ler. piso era mayor los daños hubieran sido más severas.

En lo que se refiere a cimentaciones, de los muros portantes exteriores, el ancho existente corresponde a un esfuerzo de compresión de 0.7 Kg/cm^2 valor muy próximo al límite supuesto para dicha zona que es de 0.5 a 0.8 Kg/cm^2 ; esto dio origen a dar cierta inestabilidad a la estructura en instantes de la vibración del suelo, además los esfuerzos actuantes sobre el suelo son mayores, tal es así que en la zona de mayor relleno (Zona 21) se evidencia posible asentamiento diferencial ocasionando daños en la cimentación que se traducen en fisuras verticales, este hecho contribuyó a que los daños sean mayores en dicha zona, afectando inclusive al 2do. piso, donde se aprecia blocks de muros muy inestable (elevación principal).

4.02 C O N C L U S I O N E S . -

Se resumen las siguientes conclusiones sobre las causas de los daños en la estructura:

- 1.- Falla de muros y columnas por esfuerzos laterales, debido a los deficientes elementos resistentes a ellos. Estructuración sin considerar efectos por sismos.
- 2.- Deficiente estribaje en columnas, tiene ϕ 1/4" cada 25 cm.
- 3.- Las conexiones de columnas con vigas y collarines son inadecuados.
- 4.- Mala calidad de materiales empleados en columnas y vigas, se usó agregado con exceso de canto rodado hasta de 3" de diámetro, dosificación deficiente, mezcla pobre en el aparejo de ladrillos.
- 5.- Se emplearon dinteles prefabricados que solamente tienen 12cm. de apoyo en los muros.
- 6.- La edificación se encuentra en zona de relleno y se cuenta con una cimentación no muy eficiente que originó un asentamiento diferencial, siendo los daños mayores en esta zona (Zona 21) y daños en la cimentación.
- 7.- La junta de construcción en el 1er. piso se encuentra cubierto con material duro, lo cual no permitió que las estructuras vibren libremente.

5.00 CONCEPCION DE UNA ESTRUCTURA ADICIONAL DE REFUERZO

5.01 Estructuración con Criterio Sismo - Resistente.-

En el análisis del capítulo anterior se determinó que la falla de la estructura se debe a que en la estructuración del proyecto original no se tomó en cuenta los efectos por acción sísmica, o sea, los elementos resistentes a esfuerzos horizontales, muros y columnas fueron deficientes para resistir el cortante total originado por el sismo.

- El tipo de suelo de la zona, es blando, cuyo período de vibración es relativamente largo sobre los cuales se debe construir estructuras de período de vibración corto, para que, en el momento de un estímulo sísmico no entre en resonancia al coincidir los períodos del suelo y estructura, este tipo de estructura deberá ser rígida para conseguir un periodo relativamente corto.
- Teniendo en cuenta estas consideraciones, en la nueva estructuración se ha introducido elementos de concreto armado, placas, que son resistentes a esfuerzos horizontales, obteniendo asimismo una rigidización de la estructura, mejorando de esta forma su comportamiento frente a acciones sísmicas, desde el punto de vista suelo-estructura.
- La ubicación de las placas se hizo teniendo en cuenta que, en lo posible no se origine efectos de torsión para evitar concentración de esfuerzos en determinadas zonas.

- Por razones de seguridad se ha asumido que los nuevos elementos, o sea las placas, toman todo el cortante determinado según las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

5.02 ANÁLISIS SISMICO.-

En el análisis sísmico por el Método de Muto, primero se determinan las fuerzas laterales haciendo uso de reglamentos vigentes que sean aplicables a la zona donde se encuentre ubicada la edificación. Seguidamente se distribuye el corte resultante en cada piso, entre elementos resistentes al sismo (columnas, placas, etc.), para luego proceder a la determinación de los demás elementos mecánicos (momento, carga axial, etc.), en todos los miembros que forman la estructura.

Este método determina aproximadamente las rigideces de los elementos resistentes.

Principio del Método.-

- En el análisis sólo se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica.
- La fuerza horizontal se asume que actúa separadamente en las direcciones: Longitudinal y Transversal.
- Se asume que la fuerza sísmica actúa separadamente en las direcciones: Longitudinal y Transversal.
- Se asume que la fuerza sísmica actúa en el nivel de cada piso.

Se asume que las estructuras de los pisos son rígidas en la dirección horizontal. De acuerdo a esto, todos los elementos resistentes en cualquier piso, tienen el mismo desplazamiento horizontal relativo.

Cuando existe excentricidad entre el centro del corte (Centro de masas), y centro de rigideces (centro de valores "D", la torsión resultante debe tomarse en consideración.

Definición del valor "D" - coeficiente de distribución.-

El valor "D" de los elementos resistentes en un piso-cualquiera es la fuerza de corte que actúa en el elemento, cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado, tiene un valor unitario.

a) Cálculo de los valores "D" en placas como libre voladizo.-

El valor "D" está dado por la fórmula:

$$D = \frac{V_n}{\delta_{sn} + \delta_{fn} + \delta_{on}}$$

Donde:

- V_n = Fuerza cortante por nivel
- δ_{sn} = Deformación por corte
- δ_{fn} = Deformación por flexión
- δ_{on} = Deformación por rotación

Para obtener los valores "D" se seguirá el procedimiento iterativo.

1.- Se asume un valor para el cortante V_n , para cada tipo de placas, se encuentran las deformaciones mediante las fórmulas:

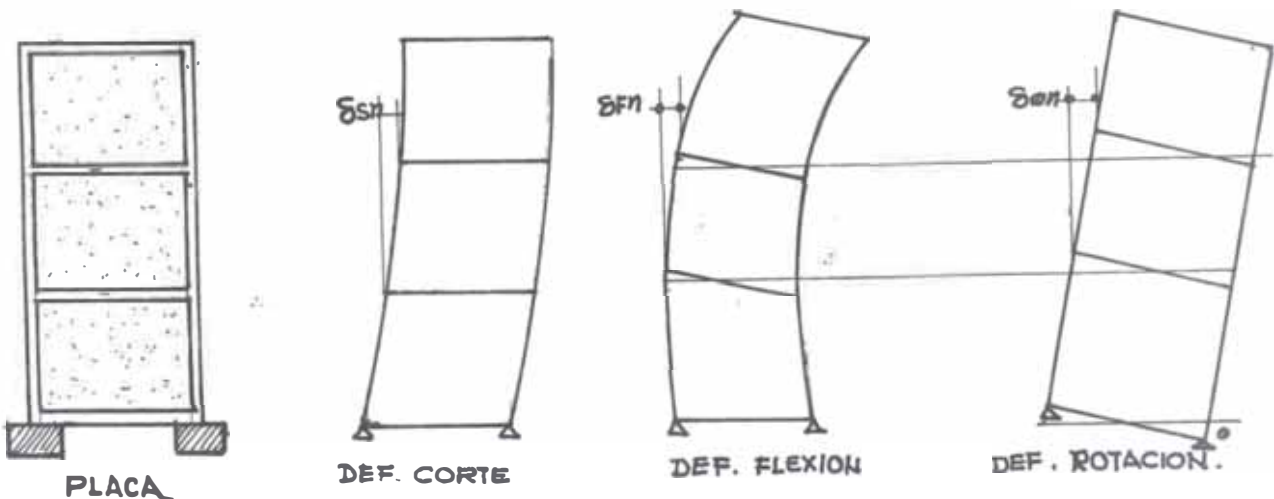
$$\delta_{sn} = \frac{R V_n}{A_{wn}} \times \frac{27.6}{h_n} \beta = \Delta_{sn} \frac{27.6 K_o}{h_n} \beta$$

$$\delta_{fn} = 4 \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_{wi}} + \frac{M_n}{K_{wn}} \right) \frac{3}{h_n} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

$$\delta_{\theta n} = \theta h_n \times \frac{12 E K_o}{h_n^2} = \frac{12 K_o \theta}{h_n}$$

- Origen de las fórmulas para hallar las deformaciones.-

Esquema de Deformaciones.-



Deformación por Corte.- La deflexión en el piso "n" está dado por la ecuación:

$$\delta_{sn} = \frac{R V_n h_n}{G A_w n} \beta$$

Donde:

R = Coeficiente de forma (1.2 para rectangular)

V_n = Fuerza cortante en el piso "n"

h_n = Altura del piso "n"

G = Módulo elástico al corte

A_{wn} = Area de la sección en el piso considerado n.

β = Coeficiente de deformación plástica (1 a 4 para concreto).

Usando la unidad común ($\frac{h^2 n}{12 E K_o}$), para deformaciones, se tiene

$$\delta_{sn} = \frac{R V_n}{A_{wn}} \times \frac{12 E K_o}{G h_n} \text{ en } \left(\frac{h^2 n}{12 E K_o} \right)$$

Llamando:

$$R \frac{V_n}{A_{wn}} = \Delta_{sn} , \quad \frac{E}{G} = 2.3 \text{ para el concreto.}$$

$$\delta_{sn} = \Delta_{sn} \times \frac{27.6 K_o}{h_n} \beta$$

Deformación por flexión.-

$$\delta_{fn} = \delta' + \delta''$$

δ' = Deflexión debido a la rotación del punto 0

δ'' = Deflexión debido al diagrama de momentos del piso

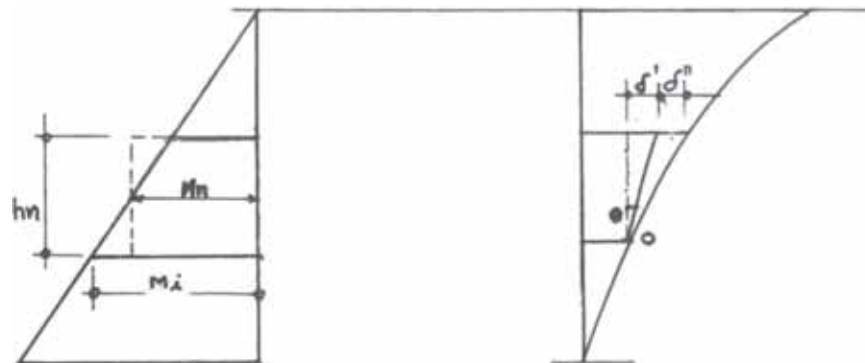


DIAGRAMA DE MOMENTOS
DE FLEXION

ESQUEMA DE DEFORMACION.

Asumiendo diagramas rectangulares en cada piso, tenemos:

$$\delta' = \theta \times h_n$$

$$\theta = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i h_i}{E I_i} \quad (\text{Area del diagrama de momentos})$$

Por tanto: $\delta' = \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i h_i}{E I_i} \right) h_n$

$$\delta'' = \frac{1}{2} \frac{M_n}{E I_n} h_n^2 \quad \text{Momento del diagrama de momentos.}$$

Por tanto: $\delta_{fn} = \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_n}{E h_i} \right) h_n + \frac{1}{2} \frac{M_n}{E I_n} h_n^2$

Tomando como unidad el valor : $\frac{h_n^2}{12 E K_o}$, y

$$K_{wn} = \frac{I_n}{h_n} \times \frac{1}{K_o} , \text{ se tiene:}$$

$$\delta_{fn} = 4 A_{fn} \frac{3}{h_n}$$

Deformación por rotación.-

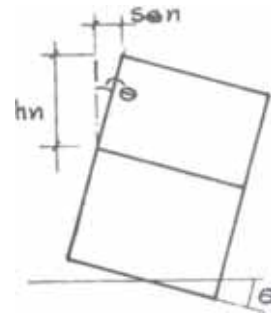
Dejando que la pared gire como un todo, la deflexión de un piso cualquiera está dado por:

$$\delta_{en} = \theta h_n$$

Usando la unidad común $\frac{h_n^2}{12Eko}$

Tenemos:

$$\delta_{en} = \theta h_n \times \frac{12 Eko}{h_n^2} = \frac{12 Eko \theta}{h_n}$$



ESQUEMA DE ROTACION.

Deflexión Total.-

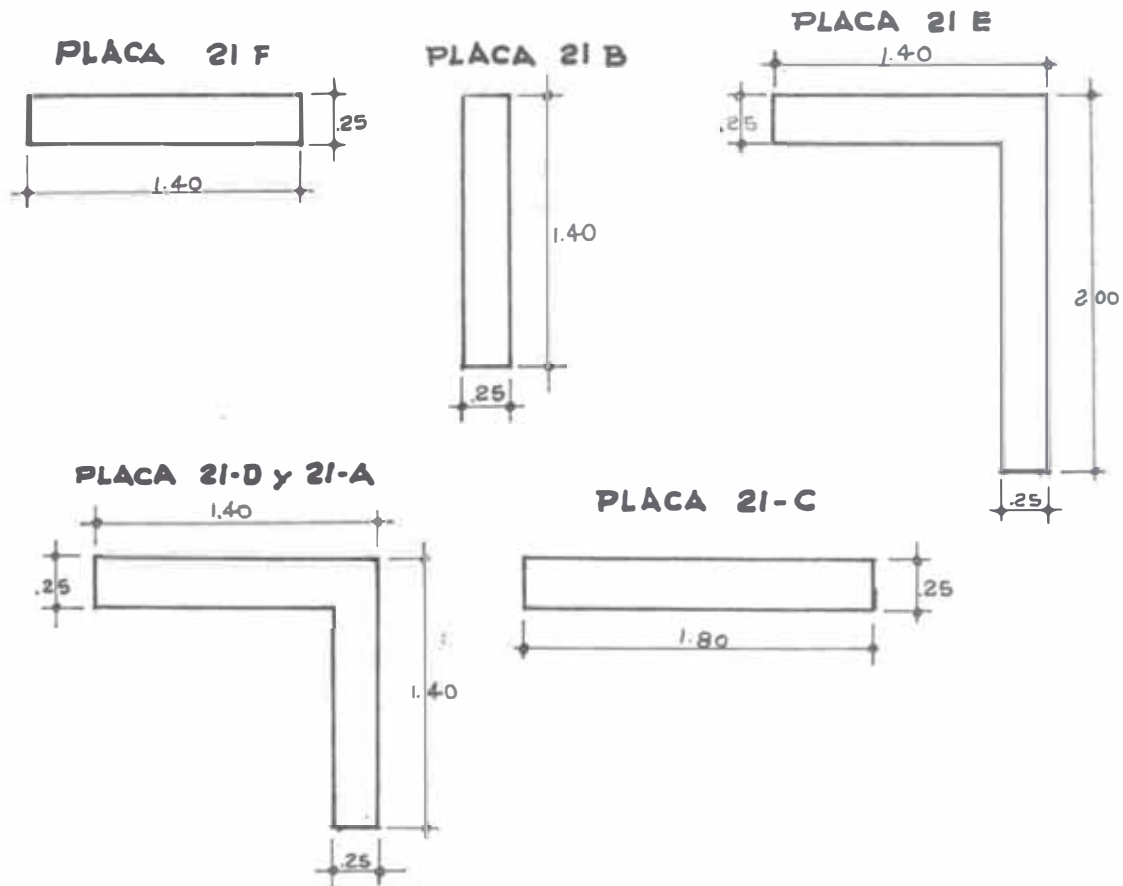
La deflexión total, se obtiene sumando las deflexiones calculadas:

$$\delta_{wn} = \delta_{sn} + \delta_{fn} + \delta_{en}$$

- 2.- Se calcula "D" y se distribuye la fuerza cortante total proporcional a éstos valores, comparando en cada elemento y nivel, el cortante asumido con el distribuído, hasta que la diferencia sea mínima.

Cálculo de los valores "D" en la Dirección X-X de la Zona 21.-

Esquema de los diferentes tipos de placas en planta:



Cuadro de Momentos de Inercia de las placas según sus Ejes.-

Tipo de Placa	D i m e n s i o n e s	$I_{X - X}$ cm ⁴	$I_{Y - Y}$ cm ⁴
21 F	.25 x 1.40 m	57.4 x 10 ⁵	.-
21 B	.25 x 1.40 m	.-	57.4 x 10 ⁵
21 E	.25 x 1.40 x 2.00 m en "L"	307.7 x 10 ⁵	126.7 x 10 ⁵
21 D 21 A	.25 x 1.40 x 1.40 en "L"	114.9 x 10 ⁵	114.9 x 10 ⁵
21 C	.25 x 1.80 m.	121.5 x 10 ⁶	.-

Valor de las cortantes por Niveles en la Zona 21.-

- Al peso del edificio calculado en el capítulo 3, se ha incrementado el peso de las placas; de donde los resultados de las cortantes por niveles son los que se indican.
- Se ha supuesto que la deformación por rotación es nula, por lo cual se tendrá especial cuidado en la cimentación..

Cuadro de Cortes en Tons.

NIVEL	EJE X - X	EJE Y - Y
2	84.45	75.07
1	131.34	116.75

Primer Tanteo analizado con el valor del cortante (Vu) asumidos.-

Cálculo de los valores "D" - Placa 21-F

Propiedades.-

NIVEL n	h_n (cm)	$A_w n$ (cm ²)	I_{Y-Y} (cm ⁴)	K_o	$K_n = \frac{I}{h_n \cdot k_o}$
2	305	3.5×10^3	5.73×10^6	10^3	18.8
1	292.5	3.05×10^5	5.73×10^6	10^3	19.6

Deformación por corte.-

$$\delta_{sn} = \Delta_{sn} \frac{27.6}{h_n} \frac{K_o}{\beta} , \quad \Delta_{sn} = \frac{R \cdot V_n}{A_w n}$$

$$R = 1.2$$

$$\beta = 2 \text{ (valor promedio de la deformación plástica)}$$

$$\epsilon_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A w_n} \times K_o$$

NIVEL	V _n (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	K _o	ε _{sn}
2	5	3.5 x 10 ³	305	10 ³	0.31
1	10	3.5 x 10 ³	292.5	10 ³	0.65

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \frac{3}{h_n}, \quad \Delta_{fn} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_i} + \frac{1}{2} \times \frac{M_n}{K_n}$$

NIVEL n	V _n x h _n 10 ²	M'n 10 ²	2M _n 10 ²	K _n	2M _n /K _n 10 ²	4 Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	15.25	15.25	15.25	18.8	0.82	6.90	0.98	6.75
1	29.25	44.50	59.75	19.6	3.02	3.06	1.02	3.12

Valor "D" = $\frac{V_n}{\epsilon_n}$, $\epsilon_n = \epsilon_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL n	V _n (ton)	ε _{sn}	δ _{fn}	ε _n	D _n
2	5	0.31	6.75	7.06	0.71
1	10	0.65	3.12	3.77	2.66

PLACA 21-E

Propiedades.-

NIVEL n	h (cm)	A _{wn} (cm ²)	I _Y (cm ⁴)	Ko	Kn = $\frac{I}{hn \cdot ko}$
2	305	3.5 x 10 ³	12.67 x 10 ⁶	10 ³	41.55
1	292.5	3.5 x 10 ³	12.67 x 10 ⁶	10 ³	43.33

Deformación por corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$$

NIVEL n	Vn (Ton)	A _{wn} (cm ²)	hn (cm)	ko	δ _{sn}
2	15	3.5 x 10 ³	305	10 ³	0.94
1	20	3.5 x 10 ³	292.5	10 ³	1.29

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL	V _n h _n 10 ²ⁿ	M'n 10 ²	2M _n 10 ²	Kn	2M _n /Kn 10 ²	4Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	45.75	45.75	45.75	41.55	1.10	8.02	0.98	7.86
1	58.50	104.35	150.10	43.33	3.46	3.46	1.02	3.53

Valores "D".-

$$D = \frac{V_n}{\delta_n} ; \delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$$

NIVEL n	Vn (ton)	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_n	Dn
2	15	0.44	7.86	8.80	1.70
1	20	1.29	3.53	4.82	4.15

PLACAS 21-D y 21-A.-

Propiedades.-

NIVEL n	h_n (cm)	A_{wn} (cm ²)	I_{Y-Y} (cm ⁴)	Ko	$K_n = \frac{I}{h_n \cdot Ko}$
2	305	3.5×10^3	11.49×10^6	10^3	37.68
1	292.5	3.5×10^3	11.49×10^6	10^3	39.29

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times Ko$$

NIVEL	Vn (Ton)	A_{wn} (cm ²)	hn (cm)	ko	δ_{sn}
2	15	3.5×10^3	305	10^3	0.93
1	20	3.5×10^3	292.5	10^3	1.29

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{hn}$$

NIVEL n	Vn x hn 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Kn	2Mn/Kn 10 ²	4Δ _{fn} 10 ²	3/hn 10 ⁻²	δ _{fn}
2	45.75	45.75	45.75	37.68	1.21	8.85	0.92	8.67
1	58.60	104.35	150.10	39.29	3.82	3.82	1.02	3.90

Valor "D"

$$D = \frac{Vn}{\delta_n} ; \delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$$

NIVEL n	Vn (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	D _n
2	15	0.93	8.67	9.60	1.56
1	20	1.29	3.90	5.19	3.85

PLACA 21 - C.-

Propiedades.-

NIVEL	Hn (cm)	Awn (cm ²)	I _y - I _y (cm ⁴)	Ko	Kn = $\frac{I}{hn Ko}$
2	305	4.5 x 10 ³	12.15 x 10 ⁶	10 ³	39.84
1	292.5	4.5 x 10 ³	12.15 x 10 ⁶	10 ³	41.54

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$$

NIVEL n	Vn (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	K _o	δ _{sn}
2	15	4.5 x 10 ³	305	10 ³	0.72
1	20	4.5 x 10 ³	292.5	10 ³	1.00

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	Vn x h _n 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Kn	2Mn/Kn 10 ²	4 Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	45.57	45.75	45.75	39.84	1.15	8.37	0.98	8.20
1	58.90	104.25	149.90	41.54	3.61	3.61	1.02	3.68

Valores "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$, $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL	Vn (Ton)	s _n	f _n	n	D _n
2	15	0.72	8.20	8.92	1.68
1	20	1.00	3.68	4.68	4.27

- Distribución del Cortante proporcional a los valores "D".-

$$V_n = \frac{V_T}{D_n} \times D_n$$

VALORES "D" TOTAL POR GRUPO DE PLACAS DE CADA TIPO							CORTE EN TONS.			
NIVEL n	V _T (Ton)	Dn(F)	Dn(E)	Dn(D)	Dn(c)	Dn	Vn(F)	Vn(E)	Vn(D)	Vn(C)
2	84.45	1.42	3.40	4.68	1.68	11.18	10.73	25.68	35.35	12.69
1	131.34	5.32	8.30	11.55	4.27	29.44	23.73	37.03	51.52	19.05

Cuadro de Cortes para cada Placa y tipo en Tons.-

NIVEL n	TIPO DE PLACAS			
	21-F	21-E	21-D y 21-D	21-C
2	5.36	12.84	11.78	12.69
1	11.86	18.52	17.17	19.05

Segundo tanteo analizado con Vn resultado del 1er. Tanteo.-

PLACA 21 - F

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{v_n}{A_{wn}} \times K_o$$

NIVEL n	Vn (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	K _o	δ _{sn}
2	5.36	3.5x10 ³	305	10 ³	0.33
1	11.86	3.5x10 ³	292.5	10 ³	0.77

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL	$V_n \times h_n$ 10^2	M'_n 10^2	$2M_n$ 10^2	K_n	$2M_n/K_n$ 10^2	$4\Delta_{fn}$ 10^2	$3/h_n$ 10^{-2}	δ_{fn}
2	16.35	16.35	16.35	18.8	0.87	7.75	0.98	7.60
1	34.69	51.04	67.39	19.6	3.44	3.44	1.02	3.51

Valores "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$, $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL	V_n (Tons)	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_n	D_n
2	5.36	0.33	7.60	7.93	0.68
1	11.68	0.77	3.51	4.28	2.77

PLACA 21 - E

Deformación por Corte.- $\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$

NIVEL n	V_n (Ton)	A_{wn} (cm^2)	h_n (cm)	K_o	δ_{sn}
2	12.84	3.5×10^3	305	10^3	0.81
1	18.52	3.5×10^3	292.5	10^3	1.20

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	Vn x h _n 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Ko	2Mn/Kn 10 ²	4 fn 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	39.16	39.16	39.16	41.55	0.94	7.06	0.98	6.92
1	54.17	93.33	132.49	43.33	3.06	3.06	1.02	3.12

Valores "D":

$$D = \frac{Vn}{\delta_n} ; \delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$$

NIVEL n	Vn (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	Dn
2	12.84	0.81	6.92	7.73	1.66
1	18.52	1.20	3.12	4.32	4.29

PLACA 21-D y 21-A

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{Vn}{Awn} \times Ko$$

NIVEL n	Vn (Ton)	Awn (cm ²)	h _n (cm)	Ko	δ _{sn}
2	11.78	3.5x10 ³	305	10 ³	0.73
1	17.17	3.5x10 ³	292.5	10 ³	1.11

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta f_n \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	Vn x y _n 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Kn	2Mn/Kn 10 ²	4Δfn 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δfn
2	35.93	35.93	35.93	37.68	0.95	7.17	0.98	7.03
1	50.22	86.15	122.08	39.29	3.11	3.11	1.02	3.17

VALORES "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$; $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL n	Vn (Ton)	δsn	δfn	δn	Dn
2	11.78	0.63	7.03	7.76	1.52
1	17.17	1.11	3.17	4.28	4.01

PLACA 21 -C

Deformación por Flexión.-

$$f_n = 4 f_n \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	Vn x h _n 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Kn	2Mn/Kn 10 ²	4Δfn 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δfn
2	38.70	38.70	38.70	39.84	0.97	7.37	0.98	7.22
1	55.72	94.42	133.12	41.54	3.20	3.20	1.02	3.26

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A w n} \times K_o$$

NIVEL n	V _n (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	K _o	δ _{sn}
2	12.69	4.5x10 ³	305	10 ³	0.61
1	19.05	4.5x10 ³	292.5	10 ³	0.95

Valores "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$; $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL n	V _n (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	D _n
2	12.69	0.61	7.22	7.83	1.62
1	19.05	0.95	3.26	4.21	4.52

Distribución del Cortante total proporcional de los valores "D".-

$$V_n = \frac{V_T}{\sum D_n} \times D_n$$

NIVEL n	VALORES "D" TOTAL POR GRUPO DE PLACAS DE CADA TIPO						CORTE EN NIVEL			
	V _T (Ton)	D _n (F)	D _n (E)	D _n (D)	D _n (c)	D _n	V _n (F)	V _n (E)	V _n (D)	V _n (c)
2	84.45	1.36	3.32	4.56	1.62	10.86	10.58	25.82	35.45	10.86
1	131.34	5.54	8.58	12.03	4.52	30.67	23.72	36.74	51.24	30.67

Cuadro de Cortes para cada Tipo de placas en Ton.-

NIVEL n	TIPO DE PLACA			
	21-F	21-E	21-DyA	21-C
2	2.29	12.81	11.82	12.60
1	11.86	18.37	17.17	19.35

- Comparando con los cortantes obtenidos en el Tanteo anterior, estos no difieren mayormente, (menos del 2% en el caso más desfavorable), consideraremos éstos como los definitivos.

CALCULO DE LOS VALORES "D" EN LA DIRECCION Y-Y DE LA ZONA 21.-

Primer Tanteo analizando con el valor de Vn asumido.-

PLACA 21-B.-

Propiedades.-

NIVEL n	h_n (cm)	A_{wn} (cm ²)	I_{Y-Y} (cm ⁴)	K_o	$K_n = \frac{I}{h_n K_o}$
2	305	3.5×10^3	5.73×10^6	10^3	18.8
1	292.5	3.5×10^3	5.73×10^6	10^3	19.6

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$$

NIVEL n	V _n (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	K _o	δ _{sn}
2	5	3.5x10 ³	305	10 ³	0.31
1	10	3.5x10 ³	292.5	10 ³	0.65

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n} ; \quad \Delta_{fn} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_i} + \frac{1}{2} \cdot \frac{M_n}{K_n}$$

NIVEL n	V _n x h _n 10 ²	M' _n 10 ²	2M _n 10 ²	K _o	2M _n /K _n 10 ²	4Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	15.25	15.25	15.25	18.8	0.81	6.91	0.98	6.77
1	29.25	44.50	59.75	19.6	3.05	3.05	1.02	3.11

Valores.- D.-

$$D = \frac{V_n}{\delta_n} ; \quad \delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$$

NIVEL n	V _n (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	D _n
2	5	0.31	6.77	7.08	0.71
1	10	0.65	3.11	3.76	2.66

PLACA 21 - E.-Propiedades.-

NIVEL n	h_n (cm)	A_{wn} (cm ²)	I_{Y-Y} (cm ⁴)	K_o	$K_n = \frac{I}{h_n K_o}$
2	305	5.0×10^3	30.77×10^6	10^3	100.88
1	292.5	5.0×10^2	30.77×10^6	10^3	105.12

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$$

NIVEL n	V_n (Ton)	A_{wn} (cm ²)	h_n (cm)	K_o	δ_{sn}
2	20	5.0×10^3	305	10^3	0.86
1	30	5.0×10^3	292.5	10^3	1.36

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

$$\Delta_{fn} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_i} + \frac{1}{2} \cdot \frac{M_n}{K_n}$$

NIVEL	$V_n \times h_n$ 10^2	M'_n 10^2	$2M_n$ 10^2	K_n	$2M_n/K_n$ 10^2	$4 \Delta_{fn}$ 10^2	$3/h_n$ 10^{-2}	δ_{fn}
2	61.00	61.00	61.00	100.88	0.60	4.60	0.98	4.51
1	87.75	148.75	209.75	105.12	2.00	2.00	1.02	2.04

$$\text{Valores "D"} = \frac{V_n}{\delta_n} ; \delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$$

NIVEL n	V _n (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	D _n
2	20	0.86	4.51	5.37	3.72
1	30	1.36	2.04	3.40	8.82

PLACA 21-D y 21-A

Propiedades.-

NIVEL n	h _n (cm)	A _{wn} (cm ²)	I _{Y-y} (cm ⁴)	ko	Kn = $\frac{I}{h_n k_o}$
2	305	3.5x10 ³	11.49x10 ⁶	10 ³	37.68
1	292.5	3.5x10 ³	11.49x10 ⁶	10 ³	39.29

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o .$$

NIVEL n	V _n (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	Ko	δ _{sn}
2	10	3.5x10 ³	305	10 ³	0.62
1	15	3.5x10 ³	292.5	10 ³	0.97

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	$V_n \times h_n$ 10^2	M'_n 10^2	$2M_n$ 10^2	K_0	$2M_n/K_n$ 10^2	$4\Delta_{fn}$ 10^2	$3/h_n$ 10^{-2}	δ_{fn}
2	30.50	30.50	30.50	37.68	0.80	6.14	0.98	6.02
1	43.88	74.38	104.88	39.29	2.67	2.67	1.02	2.72

Valores "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$; $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL	V_n (Ton)	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_n	D_n
2	10	0.62	6.02	6.64	1.51
1	15	0.97	2.72	3.69	4.06

Distribución del Cortante total proporcional a los valores "D".-

$$V_n = \frac{V_T}{\sum D_n} \times D_n$$

NIVEL	VALORES "D" TOTAL POR GRUPO DE PLACAS DE CADA TIPO					CORTE EN TONS.		
	V_T (Ton)	$D_n(B)$	$D_n(E)$	$D_n(D,A)$	D_n	$V_n(B)$	$V_n(E)$	$V_n(D,A)$
2	75.07	0.71	7.44	4.53	12.68	4.20	44.04	26.81
1	116.75	2.66	17.64	12.18	32.48	9.54	63.40	43.81

Cuadro de Cortes para cada Tipo de Placas en Ton.

NIVEL n	TIPO DE PLACAS		
	21 - B	21 - E	21-D ó A
2	4.20	22.04	8.94
1	9.54	31.70	14.59

Segundo Tanteo analizando con el valor de Vn resultado del 1er Tanteo.-

PLACA 21 - B.-

Deformación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$$

NIVEL n	Vn (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	K _o	δ _{sn}
2	4.20	3.5x10 ³	305	10 ³	0.26
1	9.54	3.5x10 ³	292.5	10 ³	0.62

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	Vn x h _n 10 ²	M' _n 10 ²	2M _n 10 ²	Kn	2M _n /Kn 10 ²	4Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	12.81	12.81	12.81	18.8	0.68	6.14	0.98	6.05
1	27.90	40.71	53.52	19.6	2.73	2.73	1.02	2.78

$$\text{Valores "D"} = \frac{V_n}{\delta_n}, \quad \delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$$

NIVEL n	V _n (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	D _n
2	4.20	0.26	6.02	6.28	0.67
1	9.54	0.62	2.78	3.40	2.80

PLACA 21 - E.-

Determinación por Corte.-

$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_0$$

NIVEL n	V _n (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	K ₀	δ _{sn}
2	23.04	5.00x10 ³	305	10 ³	0.95
1	31.70	5.00x10 ³	292.5	10 ³	1.44

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	V _n x h _n 10 ²	M' _n 10 ²	2M _n 10 ²	Kn	2M _n /Kn 10 ²	4 Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	67.22	67.22	67.22	100.88	0.66	4.98	0.98	4.86
1	92.72	159.94	227.16	105.12	2.16	2.16	1.02	2.20

Valores "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$; $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL n	Vn (Ton)	δ_{sn}	δ_{fn}	δ_n	Dn
2	22.04	0.95	4.88	5.83	3.78
1	31.70	1.44	2.20	3.64	8.71

PLACA 21-D y 21-A

Deformación por Corte.- $\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$

NIVEL n	Vn (Ton)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	Ko	δ_{sn}
2	8.94	3.5x10 ³	305	10 ³	0.55
1	14.59	3.5x10 ³	292.5	10 ³	0.94

Deformación por Flexión.- $\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$

NIVEL n	Vn x h _n 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Kn	2Mn/Kn 10 ²	4Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ_{fn}
2	27.27	27.27	27.27	37.68	0.72	5.66	0.98	5.55
1	42.68	69.95	97.22	39.29	2.47	2.47	1.02	2.52

$$\text{Valores "D"} = \frac{V_n}{\delta_n} \quad ; \quad \delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$$

NIVEL n	V _n (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	D _n
2	8.94	0.55	5.55	6.10	1.46
1	14.59	0.94	2.52	3.46	4.22

Distribución del Cortante total proporcional a los Valores "D".-

$$V_n = \frac{V_T}{\sum D_n} \times D_n$$

Valores "D" total por Grupos de Placas de cada tipo						CORTE EN TON		
NIVEL n	V _T (ton)	D _n (B)	D _n (E)	D _n (D,A)	D _n	V _n (B)	V _n (E)	V _n (D+A)
2	75.07	0.67	7.56	4.38	12.61	3.98	45.00	26.07
1	116.75	2.80	17.42	12.66	32.88	9.94	61.84	14.94

Cuadro de cortes para cada Tipo de Placas en Ton.

NIVEL n	TIPO DE PLACAS		
	21-B	21-E	21-D + A
2	3.98	22.50	8.69
1	9.94	30.92	14.98

Tercer Tanteo analizando con el valor de Vn, resultado del 2do Tanteo

PLACA 21 - B

Deformación por Corte.-
$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_0$$

NIVEL n	Vn (ton)	Awn (cm ²)	h _n (cm)	K0	δ _{sn}
2	3.98	3.5 x 10 ³	305	10 ³	0.25
1	9.94	3.5 x 10 ³	292.5	10 ³	0.65

Deformación por Flexión.-

$$\delta_{fn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	Vn x h _n 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Kn	2Mn/Kn 10 ²	4Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	12.14	12.14	12.14	18.8	0.64	6.08	0.98	5.96
1	29.07	41.21	53.35	19.6	2.72	2.72	1.02	2.77

Valores "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$; $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL n	Vn (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	Dn
2	3.98	0.25	5.96	6.21	0.64
1	9.94	0.65	2.77	3.42	2.91

PLACA 21 - E.-

Deformación por Corte.-
$$\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$$

NIVEL n	Vn (Tons)	A _{wn} (cm ²)	h _n (cm)	K _o	δ _{sn}
2	22.50	3.5x10 ³	305	10 ³	0.97
1	30.92	3.5x10 ³	292.5	10 ³	1.41

Deformación por Flexión.-
$$\delta_{sn} = 4 \Delta_{fn} \times \frac{3}{h_n}$$

NIVEL n	Vn x h _n 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Kn	2Mn/Kn 10 ²	4 Δ _{fn} 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	68.62	68.62	68.62	100.88	0.68	5.00	0.98	4.90
1	90.44	159.06	227.68	105.12	2.16	2.16	1.02	2.20

Valores "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$; $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL n	Vn (ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	D _n
2	22.50	0.97	4.90	5.87	3.83
1	30.92	1.41	2.20	3.61	8.56

PLACA 21-D y 21-A.-

Deformación por Corte: $\delta_{sn} = \frac{66.24}{h_n} \times \frac{V_n}{A_{wn}} \times K_o$

NIVEL n	Vn (Ton)	Awn (cm ²)	h _n (cm)	Ko	δ _{sn}
2	8.69	3.5 x 10 ³	305	10 ³	0.54
1	14.98	3.5 x 10 ³	292.5	10 ³	0.96

Deformación por Flexión.- $\delta_{fn} = 4 \Delta f_n \times \frac{3}{h_n}$

NIVEL n	Vn x h _n 10 ²	M'n 10 ²	2Mn 10 ²	Kn	2Mn/Kn 10 ²	4Δfn 10 ²	3/h _n 10 ⁻²	δ _{fn}
2	26.50	26.50	26.50	37.68	0.70	5.62	0.98	5.51
1	43.82	70.32	96.82	39.29	2.46	2.46	1.02	2.51

Valores "D" = $\frac{V_n}{\delta_n}$; $\delta_n = \delta_{sn} + \delta_{fn}$

NIVEL n	Vn (Ton)	δ _{sn}	δ _{fn}	δ _n	Dn
2	8.69	0.54	5.51	6.05	1.44
1	14.98	0.96	2.51	3.47	4.32

Distribucion del Cortante total proporcional a los valores "D" -

$$D = \frac{V_T}{\sum D_n} \times D_n$$

		Valores "D" total por grupo de Placas de cada Tipo				CORTE EN ICNS.		
NIVEL n	V _T (ton)	Dn(B)	Dn(E)	Dn(DóA)	Dn	Vn(B)	Vn(E)	Vn(D ó A)
2	75 07	0.64	7.66	4.32	12.62	3.81	45.56	28.70
1	116 75	2.91	17.12	12.96	32.99	10.30	60.75	43.85

Cuadro de cortes para cada Tipo de Placas en Ton.-

		TIPO DE PLACA		
NIVEL n		21 - B	21 - E	21 D ó A
2		3.81	22.78	8.57
1		10.30	30.28	14.62

- Comparando estos valores, con los resultados obtenidos en el análisis anterior se observa que no difieren mayormente, por lo cual consideraremos Cortantes finales; se hace notar que este método es aproximado.

Cuadro resumen de los valores "D" de las Placas en la Zona 21.-

		EJE X - X			EJE Y - Y			
		TIPO DE PLACAS						
NIVEL n		21-F	21-E	21-D ó A	21-C	21-B	21-E	21 D ó A
2		0.68	1.66	1.52	1.62	0.64	3.83	1.44
1		2.77	4.29	4.01	4.52	2.91	8.56	4.38

b) Determinación del Centro de Rigideces (CR) de la Zona 21.-

Coordenadas del C.R. (\bar{X}_R, \bar{Y}_R)

$$\bar{X}_R = \frac{\sum D_Y \cdot X}{\sum D_Y}$$

$$\bar{Y}_R = \frac{\sum D_X \cdot Y}{\sum D_X}$$

Donde:

X = Abscisa del elemento

Y = Ordenada del elemento

D_X, D_Y Valores "D" del elemento según la dirección en estudio.

Momento estático respecto al eje Y - Y.-

1er NIVEL.-

$$\bar{X}_R = \frac{4.8 \times 2 \times 8.56 + (19.2 + 20.4 + 26.4) (4.32) + 26.40 \times 2.91}{32.99}$$

$$\bar{X}_R = \frac{444.12}{32.99} = 13.46 \text{ m.}$$

2do NIVEL.-

$$\bar{X}_R = \frac{4.8 \times 2 \times 3.83 + (66.00)(1.44) + 26.4 \times 0.64}{12.62}$$

$$\bar{X}_R = \frac{148.51}{12.62} = 11.78 \text{ m.}$$

Momento estático respecto al eje X - X.-

1er. NIVEL.-

$$\bar{Y}_R = \frac{11.4 (2.77 + 4.29 + 4.01) + (4.52) + 2.40 (4.01)}{30.76}$$

$$\bar{Y}_R = \frac{181.92}{30.67} = 5.93 \text{ m.}$$

2do. NIVEL.-

$$\bar{Y}_R = \frac{11.4 (0.68 + 1.66 + 1.52) + 10.20 (1.62) + 2.40 (1.52)}{10.86}$$

$$\bar{Y}_R = \frac{64.17}{10.86} = 5.92 \text{ m.}$$

CENTRO DE MASAS.-

Las coordenadas del centro de masas (CM), se han calculado en el capítulo Tercero.

Excentricidad por niveles (e_x , e_y)

CUADRO RESUMEN

NIVEL	Centro de Rigideces (CR)		Centro de Masas (CM)		Excentricidades	
	\bar{X}_R (m)	\bar{Y}_R (m)	\bar{X}_G (m)	\bar{Y}_G (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	13.46	5.93	12.50	5.77	0.96	0.16
2	11.78	5.92	12.87	5.75	1.09	0.17

CORRECCION POR TORSION

Torsión en planta.-

La fuerza cortante en cada nivel actúa en el centro de masas (CM), y cuando este centro no coincide con el centro de rigideces o centro de valores D, (CR), se produce la torsión en planta que es necesario considerar para corregir las cortantes obtenidas por simple distribución proporcional a los valores "D".

La corrección por torsión está dada por la siguiente fórmula:

$$(V_n + \Delta V_n) = \left(\frac{V_T}{\sum D_X} \times D_X \right) \alpha_n$$

Donde:

V_n = Corte en el elemento sin corregir en el nivel n.

$(V_n + \Delta V_n)$ = Corte en el elemento, corregido en el nivel n.

V_T = Corte total en cada nivel.

α_n = Factor de corrección para el nivel n. Está dado por la fórmula siguiente:

$$\text{Dirección X-X} = \alpha_n = 1 + \frac{\sum D_Y \cdot e_X}{I_X + I_Y} \cdot X_R$$

$$\text{Dirección Y-Y} = \alpha_n = 1 + \frac{D_X \cdot e_Y}{I_X + I_Y} \cdot Y_R$$

$$I_X = D_X \cdot Y_R^2$$

$$I_Y = D_Y \cdot X_R^2$$

Donde: X_R , Y_R , son coordenadas de cada elemento respecto a los ejes que pasan por el centro de rigideces.

- Se hace notar que el factor de corrección puede ser mayor o menor que 1; se corregirá solamente los cortantes de los elementos que tengan el factor de corrección mayor que la unidad.
- Las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, establece que el momento de torsión en cada entre-piso, se determinará de acuerdo a las siguientes fórmulas:

$$T = V (1.5 e_x + 0.05 b_x) \quad (1)$$

$$T = V (e_x - 0.05 b_x) \quad (2)$$

- En las fórmulas, el valor de e_x es la distancia en planta entre el centro de corte y centro de masas (excentricidad).
- El coeficiente 1.5 es debido a la amplificación dinámica.
- El valor $0.05 b_x$, o sea 5% de b_x , lado perpendicular a la dirección del sismo, es por torsión occidental.
- El momento por torsión occidental ocurre cuando e_x es muy pequeño (fórmula (2))
- De las fórmulas 1 y 2 se deduce el valor de la excentricidad para determinar el valor del factor de corrección " α "; que son las siguientes:

$$e'_x = 1.5 e_x + 0.05 b_x \quad (1')$$

$$e'_x = e_x - 0.05 b_x \quad (2')$$

Valores de e' en cada dirección.-

NIVEL n	e_x (m)	b_x (m)	Form.		e_y (m)	b_y (m)	Form.	
			(1')	(2')			(1')	(2')
			e'_x (m)	e'_x (m)			e'_y (m)	e'_y (m)
1	0.96	26.40	2.76	-0.34	0.16	11.40	0.81	-0.41
2	1.09	26.40	2.96	-0.21	0.17	11.40	0.83	-0.41

Determinación del factor de corrección " α "

Se tiene:

$$\alpha_Y = 1 + \frac{\sum D_Y \cdot e'_x}{I_X + I_Y} \cdot X_R \quad I_X = \sum D_X \cdot Y_R^2$$

$$\alpha_X = 1 + \frac{\sum D_X \cdot e'_y}{I_X + I_Y} \cdot Y_R \quad I_Y = \sum D_Y \cdot X_R^2$$

En la dirección Y - Y.-

			FORMULA 1		FORMULA 2	
NIVEL n	$\sum D_Y$	$I_X + I_Y$	$e'_x(m)$	α_1	$e'_x(m)$	α_2
1	32.99	36.98	2.76	$1 + 0.0246 X_R$	-0.34	$1 - 0.003 X_R$
2	12.62	13.04	2.96	$1 + 0.0286 X_R$	-0.21	$1 - 0.002 X_R$

En la Dirección X - X.-

			FORMULA 1		FORMULA 2	
NIVEL n	D_Y	$I_X + I_Y$	$e'_y(m)$	α_1	$e'_y(m)$	α_2
1	30.67	36.98	0.81	$1 + 0.0067 Y_R$	-0.41	$1 - 0.0034 Y_R$
2	10.80	13.04	0.83	$1 + 0.0068 Y_R$	-0.41	$1 - 0.0034 Y_R$

Corrección por Torsión de cortantes cuando el sismo actúa en la dirección X - X.- Corte corregido: $V_c = V_i \times \alpha_i$

i = Tipo de placa

y ubicación, solamente se considera el valor de

α_i mayor que 1.

1er NIVEL.-

$$\alpha_i = \frac{1 + 0.0067 Y_R}{1 - 0.0034 Y_R}$$

PLACA (i)	V _i (ton)	Y _R (m)	0.0067Y _R	0.0034Y _R	α _i	V _c = V _i x α _i Ton
21F-1	11.86	-5.47	---	-0.019	1.019	12.08
21E-1	18.37	-5.47	---	-0.019	1.019	18.72
21D-1	17.17	-5.47	---	-0.019	1.019	17.50
21C	19.35	-4.27	---	-0.014	1.014	19.62
21F-2	11.86	5.93	.040	---	1.040	12.33
21E-2	18.37	5.93	.040	---	1.040	19.10
21D-2	17.17	5.93	.040	---	1.040	17.86
21A	17.17	3.53	.024	---	1.024	17.59

2do. NIVEL.-

$$\alpha_i = \frac{1 + 0.0068 Y_R}{1 - 0.0034 Y_R}$$

PLACA (i)	V _i (Ton)	Y _R (m)	0.0068Y _R	0.0034Y _R	α _i	V _c =V _i xα _i (ton)
21F-1	5.29	-5.48	---	-.019	1.019	5.39
21E-1	12.81	-5.48	---	-.019	1.019	13.05
21D-1	11.82	-5.48	---	-.019	1.019	12.04
21C	12.60	-4.28	---	-.014	1.014	12.78
21F-2	5.29	5.92	.040	---	1.040	5.50
21E-2	12.81	5.92	.040	---	1.040	13.32
21D-2	11.82	5.92	.040	---	1.040	12.29
21A	11.82	3.52	.024	---	1.024	12.10

Cuando el sismo actúa en la dirección Y-Y.-

1er. NIVEL.- $V_c = V_i \times \alpha_i$

$$\alpha_i = \frac{1 + 0.0246 X_R}{1 - 0.0030 X_R}$$

PLACA (1)	V _i (Ton)	X _R (m)	0.0246 X _R	0.003 X _R	α _i	V _c = V _i x α _i Ton
21E-1	30.28	8.66	.213	-----	1.213	36.76
21E-2	30.28	8.66	.213	-----	1.213	36.76
21D-1	14.62	-5.74	-----	.017	1.017	14.87
21D-2	14.62	-6.94	-----	.021	1.021	14.93
21A	14.62	-12.94	-----	.039	1.039	15.19
21B	10.30	-12.94	-----	.039	1.039	10.70

2do. NIVEL.- $\alpha_i = \frac{1 + 0.0286 X_R}{1 - 0.0020 X_R}$

PLACA i	V _i (Ton)	X _R (m)	0.0286 X _R	0.0020 X _R	α _i	V _c = V _i x α _i Ton.
21E-1	22.78	-6.98	---	.014	1.014	23.10
21E-2	22.78	-6.98	---	.014	1.014	23.10
21D-1	8.57	7.42	.212	---	1.212	10.39
21D-2	8.57	8.62	.246	---	1.246	10.68
21A	8.57	14.62	.418	---	1.418	12.15
21B	3.81	14.62	.418	---	1.418	5.40

c).- Resumen de Cortes Finales, Corte último de Diseño y Esfuerzos

Cortantes.-

Dirección X - X.-

1er NIVEL.-

PLACA (i)	Vc (Ton)	$Vu = 1.25Vc$ (Ton)	A resistente (cm ²)	$v = \frac{Vu}{A \text{ resist.}}$ (Kg/cm ²)
21F-1	12.08	15.10	3500	4.32
21E-1	18.72	23.40	3500	6.68
21D-1	17.50	21.88	3500	6.23
21C	19.62	24.52	4500	5.44
21F-2	12.33	15.41	3500	4.40
21E-2	19.10	23.88	3500	6.84
21D-2	17.86	22.32	3500	6.38
21A	17.58	21.98	3500	6.28

2do NIVEL.-

PLACA (i)	Vc (Ton)	$Vu = 1.25 Vc$ (Ton)	A resistente (cm ²)	$v = \frac{Vu}{A \text{ resist.}}$ (Kg/cm ²)
21F-1	5.39	6.74	3500	1.92
21E-1	13.05	16.31	3500	4.66
21D-1	12.04	15.05	3500	4.31
21C	12.78	15.98	4500	3.55
21F-2	5.50	6.88	3500	1.96
21E-2	13.32	16.65	3500	4.76
21D-2	12.29	15.36	3500	4.38
21A	12.10	15.12	3500	4.32

Dirección Y - Y.-

1er NIVEL.-

PLACA (i)	Vc (Ton)	Vu = 1.25 Vc (Ton)	A resistencia (cm ²)	v = $\frac{Vu}{A \text{ resist.}}$ (Kg/cm ²).
21E-1	36.76	45.95	5000	9.12
21E-2	36.76	45.95	5000	9.12
21D-1	14.87	19.59	3500	5.31
21D-2	14.93	18.66	3500	5.34
21A	15.19	18.99	3500	5.42
21B	10.70	13.38	3500	3.82

2do NIVEL.-

PLACA (i)	Vc (Ton)	Vu = 1.25 Vc (Ton)	A resistencia (cm ²)	v = $\frac{Vu}{A \text{ resist.}}$ (Kg/cm ²)
21E-1	23.10	28.88	5000	5.76
21E-2	23.10	28.88	5000	5.76
21D-1	10.39	12.99	3500	3.71
21D-2	10.68	13.35	3500	3.88
21A	12.15	15.19	3500	4.34
21B	5.40	6.75	3500	1.93

NOTA.- El área resistente (A resist.) de cada placa se ha considerado según la dirección de su mayor rigidez.

6.00 ANÁLISIS DE CONJUNTO.-

6.01 Verificación al Volteo por Efecto Sísmico.-

- Toda estructura debe ser diseñada para resistir el momento de volteo (M_v) que produce un sismo. Este momento se determina mediante la fórmula:

$$M_v = J \sum F_i h_i$$

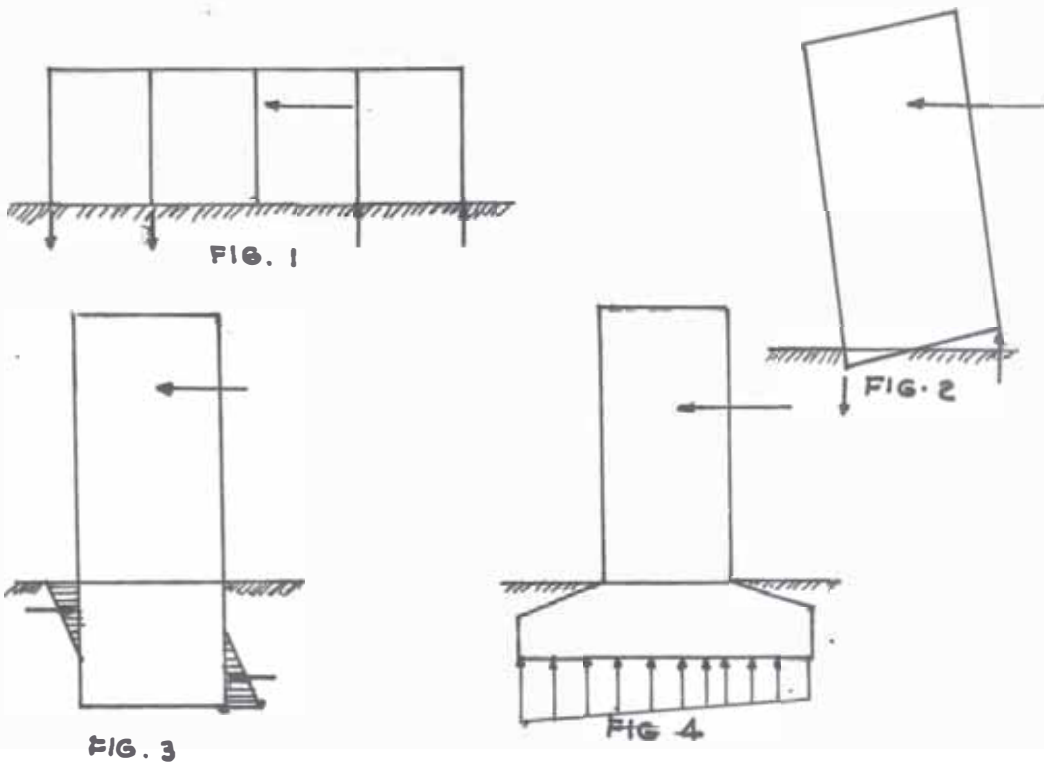
- J , es un factor de modificación que reduce el momento de volteo con el incremento del periodo natural de vibración de la estructura, que se calcula según la fórmula:

$$J = \frac{0.5}{T^{2/3}}$$

- J , tendrá un valor máximo de 1.0 y un mínimo de 0.33, que corresponden a los periodos de $T_1 = 0.354$ seg., y para $T_2 = 1.830$ seg., respectivamente. Para periodos menores de T_1 ó mayores de T_2 se tomarán los valores máximos y mínimos indicados anteriormente.
- Las tensiones y compresiones originados por efectos de volteo son mayores cuanto más grande es el momento y cuanto más angosto el edificio en la dirección que se analiza. Para que haya equilibrio tendrá que haber, a la vez un momento resistente igual y de signo contrario al de volteo.
- En los edificios altos y angostos tiene mucha importancia el momento de volteo, el cual va disminuyendo hasta no ser de consideración en los bajos y anchos (fig. 1). En estos

las compresiones y tensiones que obran en las columnas, pueden ser despreciables, sobre todo si consideramos que en un movimiento sísmico, los coeficientes de trabajo de los materiales se aceptan más elevados por ser eventuales y es muy probable el incremento de las cargas sea menor a su resistencia permisible por el aumento de coeficientes.

- Cuando por ser demasiada la altura del edificio y un ancho reducido de su base, las tensiones que provoca el volteo en las columnas del lado del empuje llegan a ser mayores que sus cargas, el edificio se podrá voltear sobre el terreno (Fig. 2) a menos que esté debidamente empotrado en él (Fig. 3) o que su cimentación tenga suficiente amplitud (Fig. 4).



Verificación al Volteo de la Zona - 21 (Block Derecho) en la dirección Y - Y, de menor ancho.-

El periodo de vibración se determinó en un capítulo anterior siendo de : $T = 0.09$ seg., que corresponde al mayor valor de J , o sea: $J = 1$, el peso de la estructura es $P = 712.08$ Tm. y la fuerza horizontal total: $H = 116.75$ Tm., ancho de la base $b = 11.40$ m

Momento de Volteo.- $M_v = J \sum V_n \times h_n$

NIVEL n	CORTANTE EN CADA NIVEL V_n (Ton)	ALTURA DE CADA NIVEL h_n (m)	$V_n \times h_n$ (Ton - m)
2	75.07	3.05	343
1	116.75	2.925	229
M_v			572 Ton-m

- Ubicación de la fuerza horizontal resultante:

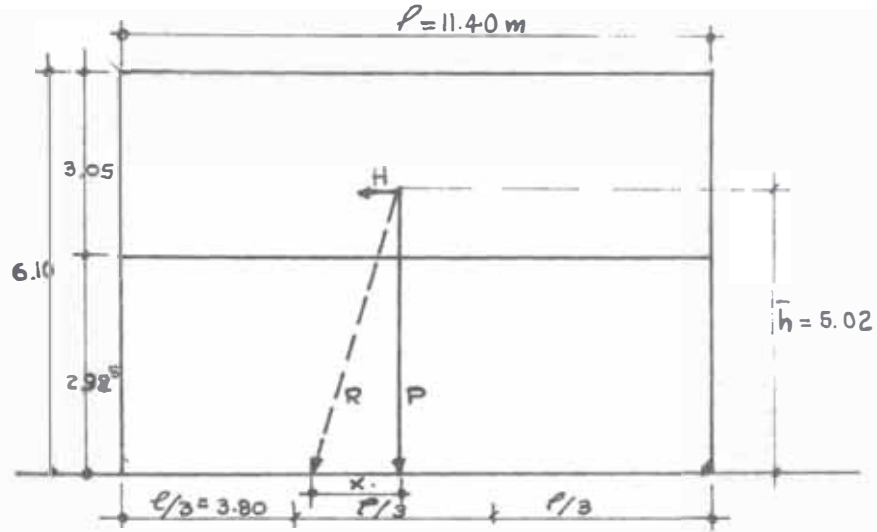
$$\bar{h} = \frac{M_v}{H}$$

$$\bar{h} = \frac{572 \text{ Tm} \cdot \text{m}}{116.75 \text{ Tm}}$$

$$\bar{h} = 5.02 \text{ m}$$

- Ubicación de la Resultante de la fuerza horizontal y el Peso del edificio.

ESQUEMA



del esquema se tiene por proporciones:

$$\frac{\bar{h}}{p} = \frac{X}{H}$$

$$X = \frac{H}{p} \cdot \bar{h} = \frac{116.75}{712.08} \times 5.02$$

$$X = 0.83\text{m.} < \frac{b}{6} = \frac{11.40}{6} = 1.9 \text{ m.}$$

Por tanto: La resultante R, cae dentro del tercio central de su base, luego la estructura no tiene problemas de volteo.

El análisis en la dirección X - X, no será necesario debido a que el ancho de su base es mucho mayor y la fuerza horizontal es $H = 131.34 \text{ Tm}$, siendo ligeramente mayor al caso estudiado.

7.00 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE REFUERZO.-

7.01 DISEÑO DE PLACAS.-

Esfuerzo de compresión.-

- El esfuerzo de compresión permisible por diseño a la rotura (f_c) está dado por la fórmula siguiente:

$$f_c = 1.9 \times 0.225 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40 t} \right)^3 \right]$$

h = Distancia vertical entre niveles (luz libre)

t = Espesor del muro.

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor de 0.0025 y el de refuerzo vertical no menor de 0.0015. Estos valores se usarán cuando el refuerzo está constituido por varillas.
- Se usarán varillas de diámetro, no menor de 3/8", y espaciados a no más de 45 cm. centro a centro.
- Los muros de concreto armado estarán anclados a los pisos, las columnas, pilastras, pilas y muros de intersección con una cantidad de refuerzos por lo menos equivalente a barras de 3/8" de diámetro, espaciados 30 cm. centro a centro, para cada capa de refuerzo.

Verificación para la Placa más cargada.-

Placa 21-C.-

Esfuerzo de compresión admisible.-

h = 2.80 m.

t = 0.25 m .

f'_c = 175 Kg/cm²

Verificación de la sección de placas por corte.-

Es esfuerzo permisible al esfuerzo cortante está dado por la siguiente fórmula:

$$v_c = 0.53 \phi \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$$v_c = \text{esfuerzo permisible en Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.85$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \times 0.85 \sqrt{175}$$

$$\underline{v_c = 6.0 \text{ Kg/cm}^2}$$

Observando en el cuadro de esfuerzos cortantes que actúan sobre cada placa, se tiene que en la dirección X-X, las placas que están esforzadas por encima del valor permisible son:

PLACA: 21E-1	$v = 6.68 \text{ Kg/cm}^2$	} 1er. Nivel
21E-2	$v = 6.84 \text{ Kg/cm}^2$	
21D-2	$v = 6.38 \text{ Kg/cm}^2$	

En la Dirección Y - Y.-

PLACA 21E-1 y 21E-2	$v = 9.12 \text{ Kg/cm}^2$ - 1er. Nivel
---------------------	---

Cálculo de la armadura remanente por Corte.-

Armadura horizontal mínima:

$$\begin{aligned} \text{Cuantía : } p_{\text{mín.}} &= 0.0025 \\ t &= 0.25 \text{ m.} \\ l &= 1.00 \text{ m.} \\ A_s &= p_{\text{mín.}} t l \\ A_s &= 6.25 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Por ser placas de 0.25 m. de espesor, se usarán armadura en dos capas.

- Usando varillas de 3/8" distribuidos en dos capas se tiene:

$$3/8", \frac{0.713 \times 100}{6.25 \times 1/2} = 23 \text{ cm.}$$

Se colocarán 3/8" @ 25 cm. en dos capas.

- El área remanente está dado por la fórmula siguiente:

$$\frac{A_{sh}}{S} = \frac{V'_u}{\phi f_y l}$$

Donde:

$$S = 1.00 \text{ m.}$$

$$V'_u = V_u - V_c, \quad V_c = v_c \cdot A \text{ sección}$$

$$= 0.85$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l = \text{Longitud de la placa en la dirección considerada.}$$

$$\phi = 0.85$$

Cuadro de Cálculos.-

- Los casos más desfavorables son las placas: 21E-2, en la dirección X-X y 21E-1, en la dirección Y-Y.

DIREC.	PLACA	V_u (Ton)	$V_c = v_c \cdot A$ (Ton)	$V'_u = V_u - V_c$ (Ton)	l (m)	$f_y l$ Kg-m/cm ²	A_s cm ² /m.
X-X	21E-2	23.88	$A = 3500\text{cm}^2$ 21.00	2.88	1.40	3320	0.87
Y-Y	21E-1	45.95	$A = 5000\text{cm}^2$ 30.0	15.95	2.00	4750	3.36

- El área de acero remanente encontrado para los dos casos más desfavorables son menores al área de refuerzo mínimo, por lo cual se empleará en todas las placas, armadura mínima, tanto horizontal como vertical.
- La armadura vertical se empleará como cuantía el 0.25% del t , o sea tendremos como resultante refuerzo similar al horizontal.
- Resultante final para todas las placas:

2 mallas ϕ 3/8" 25 cm.

- La cimentación de placa, se hará según detalle que se muestran en las láminas siguientes, donde se ubicó vigas de conexión sobre la cimentación existente con cajuelas de corte y adherencia; para mejorar la resistencia del suelo se utilizará calzada de la cimentación de las placas, ya que los esfuerzos se concentrarán en estas zonas.
- Las columnas y vigas serán de acuerdo al cuadro respectivo, resultados obtenidos por cuantía mínima.

7.02 REPARACION Y REFUERZO DE ELEMENTOS DAÑADOS.-

En las láminas que se muestran a continuación se da a conocer la simbología empleada en los proyectos de reparación, daños típicos de acuerdo a la simbología, detalle y procedimientos a seguir para la reparación de elementos estructurales de acuerdo a la gravedad de los daños, detalles de conexión de vigas y columnas, detalle de placas típico, y la arquitectura de la edificación.

RELACION DE LAMINAS

- L - 1 Simbología de daños
- L - 2 Cortes transversales - Daños típicos
- L - 3 Simbología de elementos estructurales
- L - 4 Reparación de muros de ladrillo cerámico portante.
- L - 5 Reparación de muros - Detalle de escalera.
- L - 6 Reparación de columnas fisuradas y agrietadas.
- L - 7 Reparación de columnas fracturadas.
- L - 8 Detalles de conexión de elementos nuevos
- L - 9 Detalles de conexión de elementos nuevos con elementos existentes - Dintel típico.
- L - 10 y L - 11, Viga dintel.
- L - 12 Detalle de placa tipo - cimentación de columnas
- L - 13 Cimentación de placas en planta - Detalle de calzadura.
- L - 14 Cortes típicos de cimentación de placa.
- L - 15 Arquitectura planta baja
- L - 16 Arquitectura planta alta
- L - 17 Arquitectura elevaciones.

8.00 A N A L I S I S D E C O S T O S.-

8.01 Presupuesto para la Reparación y Reforzamiento.-

En el Presupuesto para la Reparación y Reforzamiento de la estructura, se han considerado costos aproximados, y en otros casos estimados, debido a que en la técnica de reparación no se tiene mayor experiencia, ya que es de reciente aplicación en nuestro medio.

Los costos estimados utilizados están en base a datos recabados de diferentes reparaciones de edificaciones que se hicieron en la ciudad de Chimbote, donde se aprecia que los metrados y los costos propuestos para cada partida difieren de una a otra entidad constructora.

En el presente trabajo, para el presupuesto se ha considerado metrados globales y costos unitarios promedio y en algunos casos costos estimados, los resultados obtenidos en el monto total del presupuesto nos dará un valor aproximado, que para fines seguidos para nuestro estudio se consideran aceptables.

Una estructura, de acuerdo a experiencias en reparación y reforzamiento, será practicable su ejecución si el monto del presupuesto asciende a no mayor del 50% del costo actual de la edificación.

Si consideramos que el costo del metro cuadrado de área techada es de \$ 2,800.00, y teniendo el edificio un área de 1,150 m², el costo será de \$ 3'220,000.00

El monto total resultante en el presupuesto en estudio asciende a \$ 866,560.00, incluyendo el 10% de gastos y utilidad; comprende al 27% del costo total de la construcción, constituyéndose de esta manera, que la reparación y reforzamiento en mención es practicable.

P R E S U P U E S T O

HOSPITAL OBRERO DE CHIMBOTE PABELLON DE

RESIDENCIAS DEL PERSONAL

° PAR TIDA	E S P E C I F I C A C I O N	METRADO		PRECIO UNIT.	C O S T O S	
		UNID	CANT		PARCIAL	TOTAL
1.00	OBRAS PRELIMINARES					8,000.00
2.00	CONCRETO ARMADO					
2.10	<u>Columnas:</u>					
2.11	Columnas nuevas de .25 x .25m., para el primer y segundo pisos (rotura de cimiento, refinada excavación zapata y columna).	U	15	,900.00	43,500.00	
2.12	Columnas a reconstruir (picado columnas CR4).	U	6	1,500.00	9,000.00	
2.13	Reparación de columnas frecturadas - con asentamiento (CR3)	U	9	800.00	7,200.00	
2.14	Reparación de columnas agrietadas - (CR2).	U	4	700.00	2,800.00	
2.15	Columnetas de confinamiento	U	43	800.00	34,400.00	
2.20	<u>Vigas:</u>					
2.21	Viga collar de .25 x .20 m. en muros demolidos	ML	127.5	250.00	31,000.00	
2.30	<u>Placas:</u>					
2.31	Picado de cimentación, refinada excavación y placa, calzadura.	M ²	60.0	5,500.00	<u>330,000.00</u>	457,900.00
3.00	<u>MAMPOSTERIA</u>					
3.10	Muros por reconstruir (demolición - construcción del muro, tarrajeo:					
	a) cabeza	M ²	468.6	340.00	158,330.00	
	b) sogá	M ²	274.9	250.00	68,730.00	
3.11	Muros por reparar con malla	M ²	17.0	120.00	2,040.00	
3.12	Muro nuevos-cabeza (cimentación muro tarrajeo)	M ²	42.6	300.00	<u>12,780.00</u>	241,880.00
4.00	<u>OTROS</u>					
	(Puertas, ventanas, instalaciones, escaleras, piso, pintura, acabados, etc.	Est				80 000.00
	S U B - T O T A L					787,780.00
	TOTAL GENERAL, INCLUYENDO EL 10% DE GASTOS Y UTILIDAD.					866,560.00

9.00 C O N C L U S I O N E S Y R E C O M E N D A C I O N E S
G E N E R A L E S

C O N C L U S I O N E S . -

De los diversos estudios e investigaciones en la ciudad de Chimbote, realizadas por instituciones nacionales y extranjeras tales como: Estudios geológicos, topográficos, mecánica de suelos microzonificación sísmica y planos de zonificación Urbana; se puede establecer que dentro del área donde se ubica el Hospital Obreiro de Chimbote, corresponde a un suelo sísmicamente como terreno-sísmicamente desfavorable, ya que es de baja capacidad portante , terreno ubicado en la falda de un cerro, suelo de arena no consolidada; se considera también como una zona para usos de equipamiento y servicios (distritales y otros usos especiales) no conforme para viviendas.

Analizando y verificando la estructura para determinar la causa de los daños, se llegó a la conclusión de que las diversas fallas en la estructura se deben a lo siguiente:

Que el epicentro del sismo se ubicó cerca a la costa de Chimbote, la gran liberación de energía, 7.75 grados de magnitud y de alta intensidad, grado VIII en la escala Mercali Modificada.

En la estructuración no se había considerado efectos por sismo, los muros del primer piso en el sentido longitudinal, tienen longitudes que varían de 1.10m. a 1.40m. en su mayor parte, especialmente en los ejes exteriores (ejes A i D), los cuales no son resistentes a cargas horizontales (se considera como muros resistentes a cargas horizontales aquellos cuya longitud sea mayor que la mitad de su altura, que lleguen de piso a

techo). Se establece que los muros son deficientes para resistir dichos esfuerzos, ya que se han encontrado valores mayores que los permisibles, llegando en el caso más desfavorable a un esfuerzo de corte de 2.58 Kg/cm^2 y el menor valor es de 0.77 Kg/cm^2 , siendo el permisible de 0.6 Kg/cm^2 según el Reglamento Nacional de Construcciones; al fallar los muros por corte, éstos fueron expulsados por compresión debido al peso del 2do. piso dando lugar a que ésta sufra un asentamiento de aproximadamente 2 cm., estas aseveraciones coinciden con lo observado en los daños, por cuanto la dirección de la línea de falla en los muros es en diagonal a 45° , igualmente en las columnas, que con fallas típicas por corte.

En cuanto a esfuerzos por compresión los valores obtenidos son muy cercanos a los permisibles, varían entre 4.25 Kg/cm^2 a 5.83 Kg/cm^2 , el valor permisible es de 9.00 Kg/cm^2 según el R.N.C., se consideran que estos esfuerzos son un tanto críticos si tenemos en cuenta que frente a estímulos sísmicos los esfuerzos se amplifican poniendo en peligro la estabilidad de dichos elementos.

En la dirección transversal los esfuerzos cortantes actuantes, son en su mayoría ligeramente mayores que el permisible, llegando hasta 0.70 Kg/cm^2 en el muro extremo de 11.40 m. de longitud, en estos muros además de seguir las líneas de falla por corte típico a 45° , predomina también líneas de falla horizontales en la parte superior, intermedia e inferior, constituyendo posible falla por flexión perpendicular a la cara del muro,

contribuyendo a ello la mezcla pobre que se utilizó en el aparejo de ladrillos. Se observa también que siendo los muros de gran anchura en dicha dirección y los esfuerzos de corte sensiblemente menores a los permisibles, fallaron por corte, debido a la mala calidad de los materiales que conforman el muro, por consiguiente de resistencia deficiente a sollicitaciones sísmicas.

En el 2do. nivel los daños son menores, los esfuerzos cortantes en su mayor parte son menores que el permisible, el mayor valor es de 1.07 Kg/cm^2 en los muros de 5.0 m. de longitud entre las ejas 6 y 7 en la dirección Y-Y, debido a concentrarse los esfuerzos en esta zona por torsión, originado por la gran excentricidad existente, que llega a 3.37 m., estos muros se encuentran poco dañados debido que las columnas le dan confinamiento aumentando su resistencia.

Cabe destacar que la torsión es crítica solamente en la dirección Y-Y, 2do. piso; la excentricidad en la dirección X-X y en las dos direcciones del 1er piso son despreciables; si la torsión en el 1er. piso era mayor los daños hubieran sido mas severas.

Se determinó que la cimentación fue diseñada para un suelo de resistencia permisible a la compresión de 0.7 Kg/cm^2 el cual es cercano a 0.8 Kg/cm^2 , valor máximo considerado para nuestro estudio, se constituye entonces un tanto crítico frente a sollicitaciones sísmicas. En efecto se pudo observar que en el extremo derecho del pabellón zona con mayor relleno, se aprecia un ligero asentamiento diferencial de la cimentación; consecuencia evidente de que los daños en dichas áreas son mayores.

Se aprecia además un asentamiento del suelo lo cual se debió a que por efectos del sismo, se llenaron los espacios vacíos existentes entre partículas, originando disminución de volumen de la masa del terreno; estos efectos ayudan a que el suelo se consolide.

La mala calidad de alguno de los materiales en la edificación, deficiente elaboración del concreto, al respecto se pudo apreciar que se utilizó demasiado porcentaje de canto rodado e incluso de diámetros mayores a 3", ladrillos que no cumplen las propiedades de buena calidad y resistencia.

Errores constructivos tales como: Deficientes conexiones entre elementos estructurales, los encuentros viga-columna adolecen de un anclaje adecuado, demasiado espaciamiento de estribos en columnas, la junta de dilatación se encuentran cubiertos de un material no compresible, evitando la vibración libre de la estructura.

Del análisis de costos se determinó que el monto de la reparación y reforzamiento de esta edificación asciende al 27% del costo actual de la obra, constituyéndose como solución factible a la ejecución del proyecto.

En general, en la ciudad de Chimbote es muy escasa la mano de obra especializada, competente en construcción civil, más dentro de la Técnica en Reparaciones y Reforzamiento de Estructuras, debido a ser una de las primeras experiencias, las consecuencias del terremoto del 31 de Mayo de 1970.

La calidad de los materiales de construcción en la zona de Chimbote en gran parte no cumplen con las exigencias establecidas por el Reglamento Nacional de Construcciones, encontrándose alguno de estos de mala calidad.

R E C O M E N D A C I O N E S G E N E R A L E S . -

En la concepción estructural de toda edificación se debe prever condiciones de simetría, distribución uniforme de masas y rigides, peso mínimo en los pisos altos, así mismo una buena práctica constructiva, una adecuada selección de los materiales, para mejorar de esta forma el comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas y una mejor resistencia.

En toda edificación para servicios públicos estructurada con muros portantes de albañilería, deben constituir columnas y vigas de amarre, la longitud de los muros resistentes deben ser mayores que la mitad de su altura libre que lleguen de piso a techo, especialmente cuando son edificios muy largos, donde se tenga que alternar vanos de puertas y ventanas, de no ser posible, ésta debe estructurarse con pórticos, y elementos rigidizantes, para suelos como el de la zona de Chimbote.

En la solución planteada en el presente trabajo se establece:

De acuerdo con las conclusiones determinadas, en la nueva estructuración se han introducido elementos de concreto armado, placas, en las dos direcciones, para resistir el total de las-

cargas horizontales, obteniéndose así mismo, la rigidización estructural, consiguiendo con ello un mejor comportamiento frente a acciones sísmicas.

La ubicación de las placas, se distribuyó teniendo en cuenta, que en lo posible no se origine efectos por torsión sísmica, lo cual se logra haciendo mínima la distancia entre el centro de masas y rigideces (excentricidad), para evitar concentración de esfuerzos en determinadas zonas. Se ha ubicado columnas y vigas de amarre en el eje longitudinal interior (eje C), para darle simetría de conjunto a la distribución de columnas.

Confinamiento de muros portantes con columnetas, para darle mayor deformabilidad a dichos elementos, especialmente el de los ejes longitudinales exteriores (ejes A y D), que son los más deficientes para resistir tanto cargas horizontales como verticales.

En las placas a nivel de cimentación, se colocan vigas con el fin de distribuir los esfuerzos en mayor área y contribuir a la resistencia de los efectos por solicitaciones sísmicas. En la ubicación de placas, se debe calzar la cimentación, ya que los esfuerzos actuantes serán mayores que los permisibles, al tomar las cargas horizontales y transmitir las al suelo.

Se establece también, la reparación de elementos estructurales fisurados y agrietados, proponiendo métodos que garantizan su estabilidad, gran parte de estos elementos, en el primer piso,

serán reconstruídos en su totalidad, debido a encontrarse en mal estado (fracturas, giros, desplazamientos), reforzándolos convenientemente, los cuales se diagraman en detalle.

Se tendrá especial cuidado en que los elementos no estructurales, que se consideraron fuera del análisis, sean construídos en forma tal que no se evite el adecuado comportamiento sísmico de la estructura resistente.

En edificaciones donde exista diferencia de niveles apreciables, y/o partes componentes de la estructura diferentes direcciones, se deberán independizar en lo posible, de lo contrario se debe tomar las precauciones necesarias de refuerzo para tener en cuenta las solicitaciones adicionales en su diseño.

Dentro del proceso de construcción; hacer una buena trabazón entre columnas y muros de albañilería, para transmitir el total o gran porcentaje de la acción sísmica a los muros; cuando no se quiera que éstos tomen parte de dicho efecto, se debe independizar totalmente la estructura de concreto y sujetar en forma adecuada los muros. En las conexiones de elementos de concreto armado, la armadura debe cruzar la longitud de empalme y anclaje necesario. Se recomienda reducir los espaciamientos de estribos de las columnas, en la cercanía de los nudos, debido a que bajo estímulos sísmicos, los nudos requieren ductilidad a través de un adecuado confinamiento. Se debe evitar alterar la ubicación de la armadura indicada en los planos, por que han sido causa de frecuentes daños durante los sismos. Para la construcción de los muros-

de ladrillo, se debe emplear un mortero de buena calidad y cuidadosamente ejecutado, ya que bajo cargas horizontales las condiciones de adherencia son vitales.

Dentro de los procedimientos constructivos deberá cumplirse estrictamente con los detalles y especificaciones que se indiquen en los planos; así mismo, se recomienda implantar una inspección metódica, durante el tiempo de la ejecución de la obra, lo cual - en preferencia lo debe realizar el responsable del diseño estructural, o, un especialista que tenga conocimiento pleno de la técnica en cuanto a estructuras sismo-resistentes; se debe tener especial observación en la colocación del concreto, de la armadura, los anclajes, empalmes y uniones, en estructuras de concreto armado, y estas últimas, en estructuras de cualquier material.

Construcciones en suelos de período de vibración largo (suelo blando) deben ser estructuras de período de vibración corto (estructura rígida y viceversa, para evitar que entren en resonancia al coincidir sus períodos, para establecer de esta manera un buen comportamiento desde el punto de vista suelo estructura.

Se debe evitar construir estructuras en zonas de contacto, - que son los terrenos cercanos a la falda de los cerros, terrenos que bordean un barranco, la ribera de un río, suelo de topografía muy accidentada, arenas sueltas saturadas y en rellenos nuevos no consolidados; de lo contrario se deben tomar las máximas precauciones de seguridad y aumentar apropiadamente los coeficientes sísmicos reglamentarios, siempre y cuando no sean edificaciones especiales.

Finalmente se recomienda que, para contar con personal competente en mano de obra especializada, se debe establecer un Centro de capacitación y entrenamiento con las nuevas técnicas en detalles y procesos constructivos.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- José Creixell M.- "Construcciones Antisísmicas" - Edit. SECSA
- 2.- Julio Kuroiwa H. - "La Ingeniería Antisísmica en el Perú" - Instituto de Estructuras y Construcción - UNI - LIMA-PERU.
- 3.- Julio Ibáñez V.-"Apuntes sobre cálculo dinámico de edificios y suelos" - Santiago de Chile.
- 4.- Clarence W. Dunham - "Cimentación de Estructuras"2/e-Talleres Gráficos de Ediciones Castilla S. A. - Madrid.
- 5.- Phil M. Ferguson - "Concreto Reforzado" - C.E.C.S.A.
- 6.- Luís Zapata Baglietto - "Diseño en Acero" Instituto de Estructuras y de la Construcción - UNI - LIMA-PERU.
- 7.- H.Gallegos, R. Ríos, C. Casabonne, C.Uccelli, G. Icochea "Manual de Estructuras" - Librería Studium S. A. LIMA-PERU.
- 8.- Instituto de Estructuras y de la Construcción "Boletín N° 20" "Normas Peruanas de Diseño Antisísmico - Temas de Ingeniería antisísmica - Método de Muto" - 1968 - UNI - LIMA-PERU.
- 9.- Instituto de Estructuras y de la Construcción - "Boletines N° 5, 7, 16 y 17" - 1963-1968 UNI - LIMA-PERU.
- 10.- Overseas Technical Cooperation Agency Coverment of Japan - Report Seismicie Mecrozoning of Chimbote Area Perú"-March 1971
- 11.- Misión de Cooperación Técnica Francesa - "Informe Frencés sobre el Terremoto de Mayo de 1970 en el Perú"-Diciembre 1970.
- 12.- Universidad Católica de Chile - "El Sismo del 31 de Mayo de 1970" - ONU.
- 13.- Daniel Hammerly Dupuy - "Bajo el signo del Terremoto" - Ediciones Peisa - LIMA-PERU.
- 14.- George E. Ericksen and George Plafker U.S. Geological Survey and Jaime Fernández C LIMA-PERU - "Preliminary Report on Geologic Events Associated with the may 31-1970, Perú Earth quake" - Geological Survey Circular 639.

- 15.- Apuntes de clases - Conferencias en la ciudad de Chimbote - sobre Reparaciones de Edificaciones - J.Kuroiwa H.Set. 1971
- 16.- Proyectos de Reparación de diferentes estructuras realizadas en Chimbote - J. Kuroiwa - 1971
- 17.- Apuntes de clase - Conferencia sobre Densidad de Muros en Edificaciones con muros de Mampostería - R. Yamoshiro 1971.
- 18.- Ministerio de Vivienda - "Reglamento Nacional de Construcciones" - Octubre 1970 - LIMA-PERU
- 19.- Diferentes estudios presentados tanto nacionales como extranjeras en el I Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica" - Universidad Nacional de Ingeniería - Instituto Geofísico del Perú - Colegio de Ingenieros del Perú - Centro Regional de Sismología para América del Sur ZZ - 26 de Setiembre de 1969.