

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL**



**COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO ARMADO EN AREQUIPA  
CON EL SISMO DEL 16 - 02 - 79**

**T E S I S**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**SAUL LESLY BELTRAN TAFUR**

**Lima . Perú**

**1981**

DEDICADO A

MIS PADRES Y

HERMANOS

## RECONOCIMIENTO

Estoy especialmente agradecido al Profesor Principal del Departamento de Estructuras y Construcción - de la Universidad Nacional de Ingeniería, Ing. JULIO KUROI WA HORIUCHI, por el interés mostrado así como por las sugerencias y ayuda brindada en el desarrollo de este trabajo.

También expreso mi gratitud por su colaboración al Dr. Leonidas Ocola, del Instituto Geofísico del Perú.

A la Dirección General de Vivienda y Construcción Ordearequipa representada por los Ingenieros Antonio Mendoza, Percy González, Mauro Marquina y Arquitecto - Wilfredo Andrade. A el Ing. Tírso Gonzáles de la Dirección General de Transportes y Comunicaciones Ordearequipa. A el Ing. Berly Tapia del Consejo Provincial de Arequipa. A el Ing. Juan Baraona de la Universidad Nacional San Agustín. A los Señores Pablo Orihuela, Jorge Saito, César Rodríguez y Oswaldo Tovar.

COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO  
EN AREQUIPA DURANTE EL SISMO DEL 16-02-79

**R E S U M E N**

El Departamento de Arequipa con más de 600,000 habitantes y cuantiosa infraestructura de carácter regional fue el más afectado por el terremoto del 16 de Febrero de 1,979. El sismo de origen tectónico, de magnitud MB = 6.2, MSZ = 6.9 cuyo epicentro se determinó a 120 km. al oeste de la ciudad de Arequipa y a una profundidad de 53 km.

La estadística registra para el área sísmica eventos con hipocentros entre 30 y 70 km. de profundidad y magnitudes mayores entre 6 y 7.5

Una evaluación regional de intensidades arroja isosistas con atenuación elíptica de eje mayor paralelo a la costa, siguiendo la Cordillera de los Andes.

La carretera Panamericana quedó interrumpida en "Cerro de Arena", "Tunel de Ocoña" y "Quebrada del Toro", debido al deslizamiento de taludes, desprendimiento de rocas y falla de terraplenes. Los puentes metálicos en la misma vía sobre los ríos Ocoña y Camaná también fueron afectados en sus apoyos. Asimismo numerosos caminos de penetración fueron bloqueados.

La intensidad máxima fue VII, sin embargo se pudo notar la influencia de las condiciones locales de amplificación o atenuación sísmica.

De el trabajo en grupo en el Valle de Majes, Camaná y Arequipa se pudo sacar y confirmar experiencias sobre la importancia del sitio y el comportamiento de los diferentes materiales.

Por otra parte se ha visto la importancia de las formaciones geológicas no solamente en las características del movimiento sino en la evaluación del potencial de peligro, que se traduce en fenómenos geodinámicos externos y también en la relación con los tipos de suelos que originan y algunas de sus propiedades.

La geología en Arequipa metropolitana está conformada por unidades estratigráficas del cuaternario como depósitos Aluviales, Piroclásticos Recientes, Flujos de Barro, - Volcánico Barroso y Chila. Unidades estratigráficas del terciario como volcánico Sencca y las rocas intrusivas del Grupo Gabrodiorita. En la ciudad de Arequipa los suelos son de origen errático, así en el Hospital del Empleado las gravas y arenas sobre sillar blanco compacto tienen una potencia de 80 metros. Para conocer más de los suelos sobre los que están fundadas diversas estructuras de concreto armado dañadas por el sismo se realizaron excavaciones a cielo abierto.

Se determinó en el campo la densidad natural y se hizo una descripción del suelo. Se llevaron muestras al laboratorio para calcular la humedad, densidad relativa y clasificarlas. Según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se obtuvo SP, SM, GP, GW en las diferentes excavaciones ya sea solas o combinadas.

El comportamiento dinámico de estos suelos no cohesivos es función de la relación crítica de vacíos, así cuando están secos para relaciones de vacíos máximas menores o iguales a dos veces la relación de vacíos mínima y para aceleraciones de 20% y 50% de la gravedad, no se producen asenta-

mientos por compactación para densidades relativas mayores de 14% y 31% respectivamente. Cuando están parcialmente saturados se requiere para que no se produzcan asentamientos, densidades relativas algo menores cuando las humedades son bajas y densidades relativas algo mayores cuando la humedad es la óptima. Para el cálculo de la resistencia del terreno cuando el suelo está seco, en función del ángulo de fricción interna dinámico este es menor que el estático y se acerca a él para suelos parcialmente saturados.

El ángulo de fricción interna dinámico disminuye para granos del suelo mayores y no cambia en más de un grado para velocidades de carga en problemas sísmicos.

Por otra parte, el ángulo de equilibrio dinámico de los taludes de suelos no cohesivos, es función decreciente de la amplitud de la aceleración.

El acelerograma del Observatorio de Characato presenta picos 0.45, 0.36, 0.14 la aceleración de la gravedad para las componentes longitudinal transversal y vertical respectivamente.

De acuerdo a la aceleración representativa para la componente longitudinal, dada por el Instituto Geofísico del Perú se preparan esquemas de el espectro elástico y las esperanzas espectrales.

En Arequipa Metropolitana la intensidad del sismo fue, VI y VII, sin embargo algunos edificios sufrieron daños estructurales de importancia.

Para estudiar el comportamiento de cincuenta edificios se confeccionaron fichas especiales en las que se anotaba las características, se hacía una evaluación del grado de daño y la interpretación de las causas de un determinado comportamiento sísmico.

Para un grupo de edificios más dañados se complementa la información con planos y fotografías y se estudia las rigideces y excentricidades, la finalidad es encontrar la relación entre el daño y las propiedades de la estructura. Se busca información de estudios de mecánica de suelos realizados o se hacen excavaciones para conocer algunas propiedades de el suelo de fundación.

Para tener una idea de los niveles de aceleración del terreno que produjeron fallas en algunos edificios, estos se analizaron incluyendo todos los elementos estructurales y aquellos que intervienen o afectan el comportamiento estructural, se considero una aceleración vertical de 20%, se calculó la resistencia última de los elementos en relación con el tipo de falla que presentan y se consideró que para esa resistencia se produjeron las máximas aceleraciones en la estructura.

La aceleración así calculada para ser comparada con el coeficiente sísmico del Reglamento Nacional de Construcciones se la afectó con los factores de ductilidad suelo y seguridad.

Para los Mercados Municipales en Alto Selva Alegre, Manuel Prado o Hunter la fuerza cortante por acción sísmica es siete veces mayor en las columnas extremas perimétricas. En Alto Selva Alegre de acuerdo a los daños se han producido aceleraciones en el terreno del orden de 0.30G, el suelo es SP-SM con densidades relativas altas, pero la topografía accidentada ha sido causa de amplificación.

En el edificio Nicholson de la Universidad Nacional San Agustín además del desprendimiento parcial de tabiques decorativos, fallan algunas columnas cortas. La tabiquería de ladrillo impidió la libre deformación y la acción sísmica fue 140 veces mayor en las columnas de altura libre re-

ducida. Para el cálculo de la aceleración que produjo la falla en las columnas se tiene en cuenta el levantamiento de los daños donde no todas las columnas de altura reducida fallan, sino el 38% debido a que en algunos casos el mortero de las juntas se aplasta parcialmente o los tabiques de ladrillo se agrietan. Se deduce que la aceleración que produce la falla es del orden de  $0.38g$  en el suelo SW-SM con densidades relativas bajas.

Otro edificio con daños estructurales en la Universidad San Agustín fue la Facultad de Arquitectura, de acuerdo a las rigideces los pórticos extremos toman el 75% de fuerza sísmica. Al estar uno de los pórticos extremos relleno de ladrillo se produjo torsión causando la falla de columnas, el suelo es SP con densidad relativa media y la estructura de acuerdo al análisis no resiste fuerzas horizontales.

En la Esep Pedro P. Díaz, edificios de 4 y 2 pisos presentan grietas en algunas columnas cortas y alto porcentaje de vidrios rotos.

El edificio de la Mutual Metropolitana en el centro de Arequipa fue también dañado, algunas columnas se agrietan debido a la inadecuada rigidez torsional originada por la reducción de la planta.

De la muestra de 50 edificios evaluados, compuesta por 16% de 1 a 3 pisos, 55% de 4 ó 5 pisos y 29% de 6 a 12 pisos.

Se obtiene las siguientes características de los edificios:

29% tienen sólo pórticos de columnas y vigas

22% pórticos y muros portantes de ladrillo

49% pórticos y placas

33% tienen tanques elevados, ascensores y sótanos



80% tienen tabiquería de ladrillo no estructural.

En cuanto a los daños se obtiene la siguiente estadística:

- A) De el total de edificios:
  - 22% tienen grietas, fallas y fisuras en las columnas
  - 8% sólo tienen fisuras en las columnas y nudos
  - 24% han impactado en diferente grado con edificios o blocks vecinos.
  
- B) De los edificios con pórticos y muros portantes:
  - 64% de estos tienen los muros fisurados
  
- C) De los edificios con pórticos y placas:
  - 13% de estos tienen fisuras en las placas
  
- D) De los edificios con tabiquería de ladrillo no estructural:
  - 50% tienen grietas y fisuras en los tabiques
  - 36% tienen solamente fisuras

En cuanto a las causas de los daños se obtiene:

- A) De el 22% de edificios con columnas falladas o agrietadas
  - 10% se debe a columnas cortas.
  - 6% formas inadecuadas de la estructura produjeron concentración de esfuerzos.
  - 2% torsión por excentricidades causadas por elementos no estructurales.
  - 2% se debe a la deficiente rigidez torsional de la estructura.
  - 2% por amplificación estructural
  
- B) Los daños en los muros portantes de ladrillo se han producido al no resistir las fuerzas cortantes transmitidas por los marcos de concreto, que se manifiestan en las grietas diagonales por tracción cuando hay buena adherencia entre

ladrillos y marcos de concreto, y cuando no, se producen las grietas horizontales por corte entre el marco y la pared produciéndose también las grietas diagonales.

- C) Las fisuras en las placas de los edificios se han producido generalmente en las juntas de vaciado del concreto por la fuerza cortante actuante.
- D) Los daños en los muros portantes de ladrillo y en la tabiquería no estructural se han producido al no resistir las fuerzas cortantes transmitidas por los marcos de concreto y al no estar debidamente aislada de la estructura respectivamente.

En el pueblo joven Hunter para el Centro de Educación Básica A-18 se hace un estudio especial en 17 módulos estructurados con pórticos de concreto armado cuyo comportamiento sísmico fue diferenciado.

En la evaluación del daño se considero los siguientes grados:

- Uno (1), cuando sólo hay fisuras en los tabiques de ladrillo
- Dos (2), cuando hay grietas en los tabiques y/o fisuras en columnas o nudos.
- Tres (3), cuando hay grietas en columnas, nudos y tabiques.

Para cada módulo se encontró el porcentaje de reducción de altura libre de las columnas, la densidad de tabiquería de ladrillo, se estimó la aceleración necesaria para que fallen las estructuras y la aceleración del terreno relacionado a los períodos elásticos.

El suelo se trata de materiales volcánicos ligeros con pesos específicos de 0.98 a 1.30 gr/cm<sup>3</sup> hasta profundidades que varían de 1.25 a 4.35 m. en el área del CEB, a partir de esa profundidad hay SW-SM de compacidad alta. Como re

sultado se tiene que la modificación de la estructura es causa del daño, éste se acentúa cuando la diferencia de rigideces entre ejes paralelos es importante.

La mayor densidad de tabiquería de ladrillo cuando ha tenido una adecuada disposición, ha sido causa para la atenuación del daño.

De acuerdo a las condiciones especiales del sitio, el suelo vibró con altas frecuencias y por ello afectó en mayor grado a las estructuras de menor período.

Los daños en otras obras de ingeniería civil también son tratadas por su importancia al ser parte de la cuatiosa infraestructura de carácter regional.

Para los puentes la respuesta sísmica se caracteriza porque sus apoyos tienden a sufrir movimientos diferenciales. Puede ser causa de colapso de puentes la falla de la cimentación de los pilares que se asocia a la socabación y a la licuación del suelo, se debe cuidar que este fenómeno sea improbable y considerar los efectos dinámicos del agua y materiales que arrastre. En los puentes colgantes que tienen períodos largos durante los sismos sufren grandes deflexiones por tanto deben diseñarse con criterios conservadores.

Tanto los caminos como las estructuras de contención sufren daños al fallar el suelo cuando los taludes se deslizan y los terraplenes se asientan. Para evitar la falla de taludes de suelos secos no cohesivos se tiene una relación que limita la tangente del ángulo de reposo del talud a valores menores o iguales que la tangente del ángulo de fricción interna menos la relación de la aceleración del suelo a la aceleración de la gravedad. Para evitar asentamientos se debe compactar hasta obtener densidades relativas adecuadas a los requerimientos.

En las estructuras tipo péndulo invertido es decir con la masa concentrada en la parte superior, los momentos flexionantes en la parte alta de las columnas debido a la fuerza sísmica se incrementan por la gravedad y las componentes rotacionales del sismo, por lo tanto el diseño de estas estructuras se hace con criterios sumamente conservadores.

En las estructuras tipo torres o chimeneas en que la masa está distribuída a lo largo de su altura predominan las deformaciones en flexión del conjunto, en las chimeneas muy esbeltas los efectos de la gravedad son importantes, por lo que el diseño sísmico debe ser cuidadoso pues la falla de una sección produce el colapso.

En cuanto a los tubos o túneles los problemas que se pueden presentar en diseño sísmico están relacionados con los esfuerzos transversales, flexión y fuerzas cortantes, tensión axial y compresión y cuestiones relativas a las conexiones u obras accesorias, pero serán los deslizamientos en fallas geológicas a las que atraviesan los tubos mucho más importantes, así cuando las deformaciones del suelo son muy grandes puede esperarse daños severos.

El diseño sísmico de las estructuras hidráulicas presenta muchos problemas especiales. En los canales existe posibilidad de fallas en la plantilla y de licuación del suelo, consecuentemente agrietamientos en el revestimiento y tubificación. En las estructuras sumergidas como obras de toma se presentan problemas de análisis por lo que se debe considerar la masa virtual que vibra con la estructura.

En todas las estructuras de concreto deberá cuidar se la posibilidad de agrietamiento, más aún si las consecuencias pueden ser serias. En el diseño de presas se justifica casi siempre estudios analíticos refinados y de modelos, la posibilidad de fallas en el talud del vaso que crean tsunamis de agua dulce es inherente a muchas presas y sus consecuencias pueden ser catastróficas.

## CONTENIDO

CAPITULO I : INTRODUCCION	Pág.
1.1 Aspectos Generales.	1
1.2 Importancia del Estudio.	2
1.3 Resumen de los Métodos empleados.	5
CAPITULO II : SISMOLOGIA REGIONAL.	
2.1 Características Sísmicas de la región Sur Oeste del Perú.	7
2.2 Movimientos Sísmicos Notables en Are- quipa.	9
2.3 El sismo del 16 de Febrero de 1979.	11
2.4 Intensidades Sísmicas.	13
2.5 El registro del sismo del 16-02-79 y esquemas de las ordenadas espectrales elásticas.	17
CAPITULO III: ASPECTOS GEOLOGICOS Y CARACTE RISTICAS DE LOS SUELOS EN ARE QUIPA METROPOLITANA.	
3.1 Generalidades.	24
3.2 Unidades Estratigráficas.	25
3.3 Geomorfología del área.	29
3.4 Características de los suelos en Are- quipa.	30
CAPITULO IV COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO.	
4.1 Método de estudio.	35
4.2 Edificios estudiados.	36
4.3 Comportamiento de los edificios evaluados.	48

CAPITULO V : COMPORTAMIENTO DE 18 MODULOS  
EN EL CEB A-18 HUNTER AREQUI-  
PA.

5.1	Finalidad.	51
5.2	Aspectos sísmicos del sitio.	52
5.3	Características de los módulos y los grados de daño.	53
5.4	Niveles de aceleración espectral y pe ríodos elásticos.	58
5.5	Conclusiones.	61

CAPITULO VI: DAÑOS EN OTRAS OBRAS DE INGE  
NIERIA CIVIL.

6.1	Puentes.	63
6.2	Camino y estructuras de contención.	65
6.3	Péndulos invertidos, torres y chime neas.	68
6.4	Túneles, tuberías, estructuras hidráu licas.	70

CAPITULO VII: RECOMENDACIONES Y CONCLUSIO  
NES.

7.1	Sobre las características y el compor tamiento de los edificios de concreto armado en Arequipa.	77
7.2	Respecto a los aspectos de amplifica ción del suelo a los movimientos sí smicos.	79
7.3	Sobre reparación de edificios.	83
7.4	Criterios generales de diseño en es tructuras de concreto armado y en o tras obras de Ingeniería Civil.	84

A P E N D I C E A

Análisis del Mercado en Alto Selva Ale gre.	A.1
------------------------------------------------	-----

Análisis del Edificio Nicholson UNSA.	A.4
Análisis de la facultad de <u>Arquitectura</u> UNSA.	A.6

## A P E N D I C E     B

Columnas estratigráficas en edificios dañados.

Análisis granulométrico y fotografías de las excavaciones.

BIBLIOGRAFIA

FIGURAS

FOTOGRAFIAS.

## C A P I T U L O I

### "INTRODUCCION"

#### 1.1 ASPECTOS GENERALES.

A través de los capítulos de este trabajo, se presenta el estudio realizado sobre el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado en la ciudad de Arequipa, que fueron afectados por el terremoto ocurrido el 16 de Febrero de 1979.

El estudio se encausa en las experiencias obtenidas al participar en un grupo que realizó estudios de carácter regional en el área más afectada por el evento en cuestión.

La ciudad de Arequipa en la provincia del mismo nombre, las localidades de Camaná, La Pampa, Sn. Gregorio y el Cardo en la provincia de Camaná. A lo largo del valle de Majes las localidades de Corire, Aplao, Huancarqui, Tipan, Pampacolca, Viraco y Machahuay en la provincia de Castilla, Chuquibamba en la provincia de Condesuyos fueron los lugares estudiados por ser los más afectados y tener poblaciones significativas.

La ciudad de Arequipa con una población mayor de 500,000 habitantes está entre los 2,200 y 2,600 metros sobre



el nivel del mar, los distritos con mayor población son el Cercado que comprende la parte más antigua de la ciudad blanca, Paucarpata, Mariano Melgar, Miraflores, Cerro Colorado, Socabaya, Cayma, Yanahuara, etc.

La superficie del terreno tiene una gradiente promedio de 5% en dirección Sur Oeste, está cruzada por el río Chili y torrenteras (cauces secos que en tiempo de lluvia arrastran lodo arenoso con piedras).

Existen diversas tradiciones sobre terremotos severos y en la historia sísmica se encuentra algunos eventos de gran intensidad. A 20 km. del eje del cono del volcán Misti se encuentra la ciudad de Arequipa, por esto y por los frecuentes movimientos de intensidad moderada o leve a la que es sometida la población tiene cierto grado de conciencia sísmica.

Arequipa Metropolitana es la ciudad más importante en el sur peruano, tiene cuantiosa infraestructura en medios de comunicación y servicios vitales de carácter regional.

Constituye un polo de desarrollo económico e industrial de continuo y rápido crecimiento, en ella se han construido y se están proyectando estructuras de concreto armado de mayor altura que al igual que otras obras de ingeniería civil como caminos, puentes, estructuras hidráulicas fueron sometidos a las vibraciones del terremoto del 16 de Febrero de 1979 y de cuyos efectos y previsiones ante nuevos eventos nos ocupamos en este trabajo.

## **1.2 IMPORTANCIA DEL ESTUDIO.**

Teniendo presente la realidad sísmica del territorio nacional, que forma parte del cinturón circumpacífico, á

rea en el mundo donde se produce el mayor porcentaje de actividad sísmica, y reconociendo que las experiencias que se obtienen de los movimientos sísmicos constituyen la más valiosa fuente de información para preveer el comportamiento regional y local, especialmente en los lugares de nuestro territorio donde se cuenta con muy poca instrumentación no se descuido el terremoto en Arequipa del 16 de Febrero de 1979, que fue motivo de especial interes por diferentes instituciones públicas.

Debido a la coordinación que se llevo a efecto entre el Instituto Geofísico del Perú y la Universidad Nacional de Ingeniería fue posible mi integración a un grupo de trabajo inicial. La finalidad era determinar intensidades sísmicas entre Camaná y Arequipa y así complementar este tipo de información a nivel regional con la de otros grupos de trabajo, luego se trazarían las isosistas y se hallaría las leyes de atenuación para el evento en estudio. Con carácter local en Arequipa metropolitana se encuentra la distribución de intensidades luego de una evaluación sistemática de el grado de daño en las viviendas.

Luego por un acuerdo entre el Ministerio de Vivienda y Construcción y la Universidad Nacional de Ingeniería y con el apoyo del Sistema Nacional de Defensa Civil y del Instituto Geofísico del Perú puse especial interes en estudiar el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado en Arequipa metropolitana, más aún teniendo presente lo observado en estructuras de este tipo en diferentes lugares del departamento cuando participé en la evaluación de intensidades y el efecto de las condiciones locales en el nivel de sacudimiento.

La importancia en el estudio de las estructuras de concreto armado radica en haber tratado de cubrir muchos aspectos de la ingeniería sísmica que están muy relacionados y

que en el afán de conocer más de uno de ellos me llevaba a estudiar otros. También he asimilado en este trabajo las experiencias obtenidas de el estudio de sismos anteriores de importancia ocurridos en el territorio nacional y de los reportes de sismos en otros países que cuentan con estudios de detallados y han dejado enseñanzas valiosas.

Así para enfocar mejor el comportamiento sísmico de las estructuras de concreto armado se hace una evaluación sismológica en la región sur oeste del Perú, se ve de manera general la geología en el área poniendo énfasis en la que esta asentada la ciudad y la de sus alrededores, se reconoce los tipos de suelos sobre los que se han fundado las estructuras y se determina algunas de sus propiedades mecánicas para ver los aspectos de amplificación del suelo a los movimientos sísmicos, se establece las propiedades de las estructuras dañadas y se estiman los niveles de aceleración que actuaron en algunas estructuras esto de acuerdo a las fallas que presentan. También se hace esquemas del espectro elástico y de las esperanzas espectrales para el sismo en cuestión.

De manera general se ve lo relacionado al comportamiento sísmico y algunas consideraciones para el diseño en otras obras de ingeniería civil.

Finalmente las recomendaciones y conclusiones a las que se llega tanto en lo referente a las causas de falla en estructuras y su relación con aspectos de amplificación del suelo, como a la reparación de estructuras dañadas y las consideraciones que se deben tener en el diseño sísmico de estructuras de concreto, se encuadran dentro del concepto de proteger las vidas de las personas y evitar daños materiales innecesarios ante futuros eventos sísmicos con altas magnitudes.

### 1.3 RESUMEN DE LOS METODOS EMPLEADOS.

Se debe indicar que al iniciar el trabajo se tenía referencia de experiencias anteriores que fueron asimiladas, pero los métodos utilizados se implementaron durante las diferentes etapas de trabajo, de acuerdo a los resultados que se obtenía y las exigencias que el estudio imponía.

La evaluación de intensidades sísmicas se realizó de acuerdo a la escala MSK, sin embargo se tuvo que hacer una adaptación para los tipos de construcciones en el área estudiada y en la evaluación del grado de daño, todo esto y la información obtenida de el efecto en seres animados y objetos permitió detener valores adecuados de la intensidad.

Para el estudio del suelo se lo clasificó según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y las excavaciones se realizaron especialmente donde había estructuras de concreto dañadas, las propiedades mecánicas que se establecieron son la densidad natural mediante el método del cono de arena, la densidad mínima y la máxima esta última compactando el suelo en el cilindro Proctor, también se estableció la humedad natural. Con estas propiedades se pudo inferir sobre el comportamiento dinámico y establecer si la estructura fue afectada por el sacudimiento de el suelo o si el suelo pudo haber fallado.

La influencia de la topografía, la geología, la humedad excesiva y la presencia cercana de la napa freática se consideró en donde fue posible reconocerla.

El levantamiento de las características de la estructura y de sus daños se hace de manera cuidadosa.

En las estructuras de concreto armado que fueron agrietadas, dada su estructuración se las estudia con deformaciones de cortante hasta el agrietamiento de los elementos

más esforzadas, se halla de esta manera la aceleración necesaria para producir ese estado de deformación de falla en la estructura que permite la estimación de la aceleración espectral luego de haber considerado la ductilidad y los factores de suelo y seguridad, con lo anterior se puede hacer comparación de la aceleración indicada en el Reglamento Nacional de Construcciones, más si se tiene en cuenta los esquemas de espectro que se confeccionaron en base a experiencias de sismos anteriores y datos del acelerograma.

Sobre la forma en que se está reparando algunas estructuras dañadas se tiene como fin que ante nuevos sismos no se repita la falla, como sucedió en algunos casos cuando no se determinó correctamente la causa de un determinado comportamiento sísmico.

En cuanto a otras obras de ingeniería civil se ven en la medida de su protección adecuada, mediante criterios para su diseño y en la previsión de un determinado comportamiento durante sismos severos.

## C A P I T U L O   I I

### SISMOLOGIA REGIONAL

#### 2.1 CARACTERISTICAS SISMICAS DE LA REGION SUR-OESTE DEL PERU.

En la región del Perú comprendida entre los paralelos  $15^{\circ}\text{S}$  y  $18^{\circ}\text{S}$ , y los meridianos  $70^{\circ}\text{W}$  y  $75^{\circ}\text{W}$ , según información de la red mundial de estaciones sísmicas sólo registra 318 sismos para los últimos 15 años, sin embargo una red regional de 9 estaciones sólo para el año 1965 registra 1266 sismos; siendo esta última información más eficaz para analizar detalles de la tectónica regional e interpretarlas respecto a las concepciones de la dinámica terrestre.

El relieve, la litología, la estructura superficial, sub-superficial y principalmente la distribución espacial de la actividad sísmica, son compatibles con la fenomenología a esperar en un proceso de subducción correspondiente a un borde continental, en el que no existe arco de islas ni océano intermedio.

La placa o manto oceánico, que a partir de la fosa se sumerge por debajo del continente describiendo un ángulo de  $26^{\circ}$ , tendría un espesor constante de 50 km. hasta una profundidad próxima a los 150 km. que correspondería al grosor

de la litósfera continental. En su parte final la placa oceánica descendente se dobla y desaparece através de un corto trayecto aproximadamente horizontal.

La placa oceánica descendente está dibujada por actividad sísmica que se produce dentro de todo su espesor, con notoria concentración de esta actividad hacia su límite superior. No existe actividad sísmica en esta placa antes de la fosa, ni entre ellas y los sismos superficiales en la litósfera continental.

Una notable concentración de la actividad sísmica casi en la parte central de la porción descendente de la placa oceánica, confirma la distribución de epicentros e hipocentros que, junto con el mecanismo focal de los tres últimos terremotos de Arequipa (1,958, 1,960, 1979), sirve para proponer el Sistema de fallamiento San Agustín, al que se interpreta como una profunda estructura de fracturamiento con deslizamiento de los bloques en el sentido del rumbo.

La abundante actividad sísmica existente en la región, se debe a las siguientes fuentes, en orden de importancia teniendo en cuenta el número y magnitud de los eventos:

1. La profunda estructura a la que se ha denominado Sistema de fallamiento San Agustín, la misma que en realidad representa una perturbación o modificación de la franja de concentración de focos sísmicos descendente de la costa hacia el interior del continente.
2. Toda la extensión de la placa oceánica infradeslizante, -lo que constituye característica común para casi todo el borde occidental sur americano.
3. Estructuras menores existentes en o cerca de la superficie, principalmente fracturas, que se distribuyen de Oeste a Este, desde delante de la fosa hasta detrás de la Cadena Andina, con mayor profusión en la costa y vertien

te pacífica.

## 2.2 MOVIMIENTOS SISMICOS NOTABLES EN AREQUIPA.

Para las grandes ciudades, en obras de magnitud o en aquellas que requieren seguridad especial por ser de carácter estratégico, es necesario el estudio del riesgo sísmico que se traduce en probabilidades de ocurrencia de eventos con determinada magnitud en una cierta área.

Basados en lo anterior y de acuerdo a las características geológicas regionales se puede obtener probabilidades de niveles de aceleración en roca, que se pueden utilizar de base para estudios de sitio en proyectos específicos.

Para los estudios de Riesgo Sísmico es necesaria la acumulación de información o historia sísmica en una determinada área.

En los cuadros siguientes se consignan los sismos más notables ocurridos en Arequipa.

FECHA	HORA LO CAL.	EPICENTRO APROXIMADO		LUGAR	MAG.
		Lat. S	Long. W		
Enero 1582	11.30	16.3	73.3	Costa Arequipa	7.9
Mayo 1784	7.36	16.5	72.0	Costa Arequipa	8.0
Julio 1821	13.00	16.0	73.0	Costa Arequipa	7.9



FECHA	HORA (TMG) H.M.S.	I	LAT. S.	LONG.W	PROF.: KM.:	MAG.	LUGAR
28-07-1913	06:40:00	-	17.0	73.0	-	7.0	Chala
16-08-1913	22:14:24	X	17.0	74.0	-	7.75	Caravelí
11-10-1922	14:49:50	-	16.0	72.5	50	7.4	Caravelí
4-3- 1951	11:17:33	VI	16.0	74.5	32	6.75	Caravelí
20-2- 1952	09:10: 3	-	16.0	74.0	64	-	La Unión
21-07-1955	11:45:49	VI	15.4	74.0	60	6.75	Caravelí
15-01-1958	19:14:31	VII	16.5	72.0	60	7.3	Arequipa
13-01-1960	15:40:24	IX	16.0	73.0	63	7.5	Arequipa
9- 3-1960	23:54:26	-	16.0	72.0	-	6.0	Arequipa
26-01-1964	09:09:34	V VI	16.3	71.7	116	6.3	Arequipa
24-09-1971	04:32:55	IV	16.4	73.7	37	5.6	Arequipa
16-02-1979	10:08:53	VII	16.4	72.7	53	6.2	Camaná

### 2.3 EL SISMO DEL 16 DE FEBRERO DE 1979.

El sismo del 16 de Febrero de 1979 y réplicas es tán de acuerdo a las características sísmicas de la región sur-oeste del Perú, esto se puede apreciar en la tabla siguiente y en la figura 1.

DIA VTC	TIEMPO VTC			COORDENADAS GEOGRAFICAS		REGION Y COMENTARIOS	PROF. KM.	MAGNITUDES GS		N° E
	H.	M.	S.	LAT.	LONG.W			MB	MSE	
16	10	8	53.4	16.390	72.658	18 muertos 6.9 MB (Pas) 6.3 MSZ (Pas)	53	6.2	6.9	328
16	11	13	11.9	17.078	72.850		85	4.6	-	9
16	22	18	20.0	16.500	72.656	Sentido IV Arequipa.	52	5.5	5.2	171
17	4	40	3.9	16.872	72.793	Cerca de cos ta del Perú Arequipa.	62	-	-	8
17	4	58	42.9	17.557	72.746		33	-	-	6
17	15	41	15.6	16.627	72.656		79	5.1	-	68
18	21	53	15.9	16.962	72.708		73	-	-	9
20	14	2	43.1	16.698	72.740	Sentido III Arequipa.	56	5.2	-	61
22	16	55	27.6	17.018	72.758		76	-	-	6
24	12	16	14.9	16.629	72.814		70	4.8	-	25
MARZO 1979										
7	6	21	11.1	16.134	72.039	Sentido II Arequipa.	126	5.1	-	40
11	14	40	29.5	16.785	72.807	Cerca Costa Perú.	62	5.0		11
21	2	52	34.3	16.795	72.545	Sentido IV Arequipa.	58	5.1	-	93
ABRIL 1979										
25	20	55	18.4	16.057	73.418	Sentido III Arequipa.	69	4.8	-	11

DIA VTC	TIEMPO VTC			COORDENADAS GEOGRAFICAS		REGION Y COMENTARIOS	PROF. KM.	MAGNITUDES GS		N° E
	H.	M.	S.	LAT.	LONG.W			MB	MSE	
MAYO 1979										
2	17	15	24.7	16.639	72.694	Sentido II Arequipa.	66	4.5	-	10
27	12	7	5.0	16.964	72.705	Sentido II Arequipa.	65	4.6	-	24
JUNIO 1979										
1	21	5	50.7	16.697	72.291	Cerca costa Perú.	84	4.5	-	7

Estos sismos son los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería por ser de origen tectónico, es decir los asociados con deformaciones a gran escala de la corteza terrestre, su importancia radica en la frecuencia con que ocurren la energía que liberan y la extensión de las áreas que afectan.

Por otra parte superficialmente a 5 km. del epicentro con dirección NW-SE hay afloramientos del complejo basal de la costa compuesto por gneis con una antigüedad mayor a los 400 millones de años, diorita y granito rojo que también aflora en la quebrada del Toro.

A 9 km. del epicentro hay una falla inactiva en el gneis con dirección EW en que la parte norte está levantada y la sur hundida.

Las quebradas del Toro y Camaná están atravesadas por la falla del Toro, inactiva y que se extiende en la superficie por más de 30 km. a lo largo de la cordillera de la costa en el granito rojo, en esta falla la parte nor este está levantada y la sur oeste hundida.

## 2.4 INTENSIDADES SISMICAS.

Si bien casi todas las escalas de intensidades son subjetivas y parece indeseable su naturaleza, constituyen un elemento importante de juicio en áreas donde no se haya instalado instrumentos para movimientos fuertes y suministran el único medio para interpretar la información histórica, siendo esta la realidad de los pueblos del Perú y considerando que las reacciones del hombre dependen de numerosos factores incluyendo la experiencia previa con movimientos del terreno y que los efectos en las construcciones dependen del proyecto local y de los procedimientos de construcción, se han evaluado las intensidades sísmicas en Arequipa, Camaná y el Valle de Majes, teniendo en cuenta los efectos locales de amplificación o atenuación del movimiento.

Camaná y sus distritos con 20,000 habitantes está a 25 km. del epicentro. Camaná y el Cardo está sobre depósitos aluviales, suelos finos como limos y arcillas húmedos y con mapa freática alrededor de 1 m. de profundidad. A los 2 m. de profundidad debajo de los suelos blandos hay depósitos de arena y grava. Las construcciones de adobe fueron afectadas severamente presentando desde grietas hasta desprendimientos parciales, sin embargo se pudo observar buena calidad de los adobes que incluyen paja de arroz, pues muchas grietas fueron escalonadas siguiendo el barro de las juntas, las construcciones de adobe reforzado se agrietaron pero estas no progresaron en espesor. Algunas construcciones de bloquetas reforzadas se agrietaron por la mala calidad del material y por una cimentación superficial. Las construcciones de ladrillo reforzado con cimientos profundos no sufrieron daños, sin embargo algunos locales públicos fueron afectados, como escuelas donde columnas cortas fallaron. Las construcciones de quincha solo tuvieron desprendimientos del barro de tarrajeo y se inclinaron cuando no hubo suficiente arriostre lateral o al terreno.

Rodea a los depósitos aluviales la formación Camaná en la que están distritos como San Gregorio y La Pampa, los suelos son afloramientos marinos y ocupan el flanco occidental de la cordillera de la costa, están constituidos por capas de areniscas de grano fino o grueso compactas, color amarillo claro en la que se intercalan areniscas, limolita lutitas calcareas de color claro o amarillo rojizo y lente de conglomerados finos a medios. En la Pampa la napa freática está entre 3 y 4 m. y en San Gregorio a mayores profundidades, en estos distritos los daños en las construcciones adobe son grietas pero en menor profusión que en las Camaná.

En Corire a 37 km. del epicentro los suelos de origen aluvial, son limos y arcillas y provienen de los materiales de los flancos del Valle de Majes es decir de las formaciones Yura y Moquegua. La napa freática esta a alrededor de 1 m. de profundidad y los daños en las construcciones de adobe y quincha son similares a los de Camaná.

Se concluye tanto en Camaná y Corire que la poca profundidad de la napa freática es causa de amplificaciones sísmica.

El altiplano 4000 m. sobre el nivel del mar está formado por un estrato de riolita roca de origen volcánico, debajo de el cual hay potentes estratos de rocas sedimentarias en estados de diferente compacidad. A través del tiempo geológico la erosión de el altiplano con la lluvia y el deshielo provocó un cause de gran pendiente, rodeado de terrazas escalonadas, formadas por el desplazamiento de los taludes en desequilibrio.

Chuquibamba con 5500 habitantes está sobre una terraza, la superficie del terreno es bastante ondulada y el suelo como gravas y arenas algo limosas tienen su origen en los estratos sedimentarios y son matriz de grandes rocas an-

gulares riolíticas o conglomerados muy compactos.

Las construcciones de adobe en Chuquibamba a 58 km. del epicentro son bastante antiguas, las paredes anchas y los daños grietas y algunos desprendimientos parciales son resultado de los diferentes sismos, sin embargo se aprecia el efecto de amplificación topográfica en un mayor grado de daño de las viviendas construídas en terrenos de gran pendiente. Aquí las construcciones de concreto armado no presentan daños, sin embargo en el colegio una aula tiene vigas agrietadas debido a cimentación en suelo no compacto del terraplen.

Pampacolca con 4800 habitantes está a 72 km. del epicentro, el suelo es de origen morrenico y aluvial, el primero está formado por gravas angulares grandes en matriz limo arcillosa y por limos arenosos compactos, el segundo por arenas, gravas y bolones cubierto por material fino y de espesor variable.

Las construcciones en Pampacolca en su mayor parte están en suelos de poca pendiente. Algunas construcciones - muy antiguas de adobe colapsaron y otras no muy antiguas se agrietaron o tuvieron desprendimientos parciales, esto si el suelo de fundación es aluvial o gravas limo arcillosas en pendiente fuerte y humedad alta originada en filtraciones. En otras condiciones los daños en las construcciones de adobe son sensiblemente menores.

En Arequipa y Viraco a 120 y 79 km. del epicentro - las construcciones de sillar y adobe sobre afloramientos intrusivos o grandes rocas riolíticas tienen daños muy ligeros pese a que tienen antigüedades mayores de 100 años.

Aplao con 6500 habitantes y Huancarqui con 1600, están a 38 km. del epicentro se encuentran en uno y otro flanco del valle de Majes. En Aplao la pendiente es moderada y

el suelo en la parte alta tiene su origen en la formación Yura, que consta de cuarcitas, lutitas, areniscas y calizas, es seco y compacto. En la parte baja es aluvial cantos rodados y arena cubiertos por limos arcillosos de humedad alta.

Las construcciones de adobe son de muros anchos y las que están sobre suelos secos tienen muy ligeros daños, en la parte baja el grado de daño se incrementa. En un colegio de concreto armado sobre suelo humedo las columnas cortas del segundo piso se fisuraron.

En Huancarqui la superficie del terreno es plana, el suelo proviene de la formación Moquegua inferior que consta de areniscas, arcillas intercaladas con yeso, conglomerados, es seco y compacto en las partes más alejadas del valle.

En general los daños en las construcciones de adobe son muy ligeras en Aplao y Huancarqui las construcciones de adobe sobre suelos secos y compactos han tenido buen comportamiento sísmico.

De lo anteriormente discutido y de lo observado en los lugares estudiados se presenta el siguiente cuadro de intensidades MSK.

LUGAR	DISTANCIA AL EPICENTRO	1 MAXIMA	1 PROMEDIO
Cámaná	25	VII	VI
Corire	37	VII	VI
Huancarqui	38	VI	V
Aplao	38	VI	V
Chuquibamba	58	VII	VI
Pampacolca	72	VII	VI
Tipan	72	VII	VI
Viraco	79	VI	V
Machaguay	80	VI	V
Arequipa	120	VII	VI

La evaluación regional de intensidades arroja isosistas con atenuación elíptica de eje mayor paralelo a la costa siguiendo la cordillera de los andes.

En diferentes lugares del Valle de Majes, en las construcciones de adobe de dos pisos las esquinas se desprendieron o se agrietaron severamente por lo que debe prohibirse su construcción. Debe destacarse la conciencia sísmica de los antiguos constructores de la región que usaron buen adobe, muros anchos y diagonales o arriostres de madera.

## **2.5 EL REGISTRO DEL SISMO DEL 16-02-79 Y ESQUEMAS DE LAS ORDENADAS ESPECTRALES ELASTICAS.**

Movimientos moderadamente largos, extremadamente irregulares son características del sismo del 16-02-79. Corresponde a distancias focales moderadas y ocurre solamente en terreno firme.

En terreno de esta naturaleza, casi todos los macrosismos que tienen su origen a lo largo del cinturón circumpacífico son de este tipo. En amplio rango de períodos de vibración existe equipartición de energía, suelen tener sensiblemente intensidades iguales en todas direcciones.

El interés puesto en este tipo de sismos se debe a su incidencia relativamente elevada, al número de registros disponibles, la facilidad para simularlo en computadoras y para el tratamiento analítico de las respuestas de estructuras sencillas. Debido a la naturaleza caótica de estos movimientos, dichos estudios analíticos se basan necesariamente en la teoría de probabilidades. Además los registros se pueden filtrar para lugares con estratos de suelo blando, en el rango del comportamiento lineal o casi lineal del suelo, obteniéndose los períodos dominantes de vibración en el sitio.



Según N. Newmark y E. Roseblueth, en temblores fuertes sobre terreno firme a distancias focales cortas e intermedias el conocimiento de la aceleración máxima del terreno  $a$ , de la velocidad  $v$  y del desplazamiento  $d$ , en una dirección dada permite estimar la forma de los espectros de respuesta. En forma aproximada la aceleración máxima  $A$  para amortiguamiento pequeño en un espectro suavizado (promediado localmente) es  $4a$ , la pseudo velocidad máxima  $v$  con respecto al terreno es  $3v$  y la deformación espectral máxima  $D$  es  $2d$ . Esta información unida a la circunstancia de que  $A$  tiende a  $A$  cuando el período natural  $T$  tiende a cero y de que  $D$  tiende a  $d$  cuando  $T$  tiende a infinito, permite dibujar a mano un croquis bastante preciso del espectro de respuesta suavizado, en gráfica logarítmica.

Otro método consiste en suponer que las líneas que marcan  $a$  y  $d$  en la gráfica logarítmica coinciden con el espectro suavizado para un amortiguamiento de 25% (Esteva y Rosenblueth) y estimar los espectros para otros porcentajes de amortiguamiento, haciendo la suposición de que las ordenadas son en promedio proporcionales a  $(1 + 0.6 \xi WS)^{-0.45}$  o a  $(1 + 0.5 \xi WS)^{-1/2}$  donde  $\xi$  es el porcentaje de amortiguamiento,  $W$  la frecuencia circular natural y  $S$  la duración de un movimiento "equivalente" que tenga intensidad uniforme por unidad de tiempo (aproximadamente la mitad de la duración de movimiento perceptible para sismos moderados y fuertes).

Se deduce de estas observaciones que basta dar criterios para estimar  $a$ ,  $v$ ,  $d$  y quizá  $S$  como funciones de la magnitud y distancia focal; una vez que se conocen estos parámetros, las ordenadas espectrales pueden estimarse fácilmente para movimientos en terreno firme.

Hecho esto, un paso adicional permite estimar los espectros de diseño para movimientos en la superficie de terreno blando, a través del cual pueden filtrarse los movimien

tos del terreno firme.

Las siguientes expresiones han sido desarrolladas por Esteva para los sismos en terreno firme.

$$a = 1230e^{0.8M}(R - 25)^{-2}$$

$$v = 15e^M (R + 0.17e^{0.59M})^{-1.7}$$

$$\frac{ad}{v^2} = 1 + \frac{400}{R^{0.6}}$$

en que  $a$ ,  $v$  y  $d$  están en  $\text{cm/seg}^2$ ,  $\text{cm/seg}$  y en  $\text{cm}$ . respectivamente y  $R$  en  $\text{km}$ .

Las dos primeras expresiones provienen de ajustes hechos por mínimos cuadrados y la tercera para satisfacer las condiciones que rigen cuando  $R$  tiende a cero e infinito, para  $S$  se puede tomar:

$$S = 0.02^{0.74M} + 0.3R$$

donde  $S$  es la esperanza de la duración equivalente en segundos. Se debe anotar que la aplicación de las expresiones anteriores es probablemente adecuada para distancias moderadas y largas, si bien su dispersión es elevada en este rango.

Para el tipo de sismo que estamos estudiando con magnitudes grandes digamos un exceso de 6.5 ó 7 distancias focales moderadas digamos 20-80  $\text{km}$ . las reglas dadas anteriormente para hallar el espectro generalmente son adecuadas. Tratándose de distancias focales mayores ya no se aplican dichos criterios un procedimiento consiste en tomar la esperanza del espectro de seudovelocidad no amortiguado dada por:

$$E(V) = \frac{bw}{\sqrt{(1 - W^2/c^2)^2 + (2nw/c)^2}}$$

Al tender  $W$  a  $00$   $WE(V)$  debe aproximarse a  $a$ , en consecuencia  $bc^2 = a$  y al tender  $W$  a  $0$   $E(V)/W$  debe aproximarse a  $d$  por tanto  $b = d$  y  $c^2 = a/d$ ,  $n$  que es el grado de amortiguamiento tiene la siguiente expresión empírica.

$$n = 0.237 (\sqrt{1 + 150R^{-0.6}} - 1)$$

Otra forma de obtener las ordenadas espectrales esperadas es de acuerdo a las reglas dadas por Newmark y Hall y se suplementan con los factores de amplificación para tomar en cuenta el amortiguamiento de la siguiente manera:

$\xi$ (%)	FACTOR DE AMPLIFICACION		
	ACELERACION	VELOCIDAD	DESPLAZAMIENTO
0	6.4	4.0	2.5
0.5	5.8	3.6	2.2
1	5.2	3.2	2.0
2	4.3	2.8	1.8
5	2.6	1.9	1.4
7	1.9	1.5	1.2
10	1.5	1.3	1.1
20	1.2	1.1	1.0

Para el sismo de Arequipa en cuestión se tiene el acelerograma del Observatorio de Characato, cuyos picos máximos dan 0.45G, 0.36G y 0.14G para las componentes longitudinal, transversal y vertical respectivamente.

El Instituto Geofísico del Perú dió como aceleraciones representativas para las tres componentes 0.39G, 0.28G y 0.18G. Uno de los últimos conceptos para la determinación de las aceleraciones de diseño se basa en los mapas de regionalización de vibración del terreno que han tomado en cuenta la distancia a las áreas sísmicas debido a que las altas

frecuencias en el movimiento del terreno se atenúan más rápidamente con la distancia que las bajas frecuencias. Así a distancias de 100 km. o más de un gran sismo los edificios flexibles pueden ser más seriamente dañados que los edificios rígidos, es por esto que se preparan dos mapas.

También se considera en las mapas que la vibración del terreno para el diseño sísmico no es el más alto que se pueda presentar localmente y es posible que se exceda durante la vida de la estructura aunque la probabilidad es pequeña, esta consideración se argumenta en el costo que demandará diseñar estructuras para movimientos del terreno extremos pero si se cuida de proporcionar seguridad a la vida de los ocupantes durante severos sismos. Aunque sea deseable diseñar para movimientos extremos del terreno es virtualmente imposible en este tiempo acordar cuan intenso podría ser esto especialmente cierto para las áreas de poca sismicidad. Finalmente los mapas de regionalización de vibración del terreno no se anteponen a los estudios de microzonación como localización de fallas y variaciones del movimiento del terreno sobre distancias de 16 km. o menos.

Los parámetros que se utilizan para determinar el movimiento del terreno son el Pico Efectivo de Aceleración (EPA) y el Pico Efectivo de Velocidad (EPV). Para comprender el significado de EPA y EPV ellos pueden ser considerados como factores normalizados para construcción en el espectro elástico suavizado para sismos de duración normal (20 a 30 seg.), según Newmark y Hall.

El EPA es proporcional a las ordenadas espectrales para períodos en el rango de 0.1 a 0.5 segundos. Mientras que EPV es proporcional a las ordenadas espectrales en períodos cercanos a 1 segundo, según Mc. Guirre.

La constante de proporcionalidad para el espectro

con 5% de amortiguamiento es el valor 2.5 en ambos casos. El EPA y el EPV así obtenidos pueden ser relacionados con el pico de aceleración del terreno y el pico de velocidad del terreno pero ellos no son necesariamente lo mismo o la misma proporción.

Cuando altas frecuencias se presentan en el movimiento del terreno el EPA puede ser significativamente menor que el pico de aceleración.

Esto es consistente con la observación que cortando los más altos picos en el acelerograma tiene muy pequeño efecto en la respuesta espectral computada de ese movimiento, excepto en los más cortos períodos que aquellos de interés en la práctica ordinaria de edificios. Además una fundación rígida contribuye a ocultar fuera muchas altas frecuencias en el movimiento de campo libre.

Por otro lado el EPV es mayor que el pico de velocidad en grandes distancias para terremotos severos, pues el movimiento del terreno se incrementa en duración y en período con la distancia. Cuando el movimiento es de corta duración es apropiado decrecer EPA y EPV cuando el movimiento es de gran duración es conveniente incrementar EPA y EPV.

Así el EPA y el EPV para un movimiento puede ser ya sea mayor o menor que el pico de aceleración y de velocidad. Aunque generalmente el EPA será menor que el pico de aceleración mientras que el EPV será mayor que el pico de velocidad.

Tanto EPA y EPV se expresan en decimales de la aceleración de la gravedad y se ha establecido para el EPV la siguiente relación:

$$\text{EPV} = 30 \text{ Av}$$

donde EPV es el pico efectivo de velocidad expresado en pulgadas por segundo y Av es el porcentaje de la aceleración de la gravedad.

Hay datos de que EPV se atenúa con la distancia a sí para 80 millas decrece a la mitad.

Todas las consideraciones anteriores corresponden a terreno firme y la probabilidad de que las ordenadas de el espectro elástico de diseño no serán excedidas en algún período es aproximadamente igual como la probabilidad que el EPA y el EPV no serán excedidos. Para 50 años la probabilidad de no excederse es 90%.

En la figura 2 para la componente longitudinal del sismo de Arequipa del 16-02-79 se presenta esquemas de el espectro elástico y de las esperanzas espectrales de acuerdo a los conceptos vertidos para su determinación en esta sección.

## C A P I T U L O   I I I

### ASPECTOS GEOLOGICOS Y CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS EN AREQUIPA METROPOLITANA

#### 3.1 GENERALIDADES.

Geológicamente el valle del río Chili se caracteriza por la actividad de dos volcanes: Chachani y Misti. Durante los sistemas Terciario y Cuaternario cubrieron ya sea con material piroclástico o torrentes de lava gran parte de sus alrededores. Se puede encontrar terrazas aluviales a distintos niveles del cauce del río en la que se detecta materiales clásticos, finos y eruptivos en cantidades limitadas.

Pero la actividad volcánica se manifiesta a través del material fragmentario retrabajado, estos depósitos no han sido originados totalmente por el río Chili al formar su cauce actual, sino están vinculados mayoritariamente a las crisis climáticas del cuaternario. Arequipa metropolitana está sobre unidades estratigráficas que pertenecen al sistema cuaternario serie reciente y serie pleistoceno. En la serie reciente está los depósitos aluviales (Q-a1) y los depósitos - piroclástico recientes (Qr-pi). En el pleistoceno está los flujos de barro (Q-fb), y el grupo barroso que comprende al volcánico barroso (Q-Vbr) y al volcánico Chila (Q-Vchi).

En Arequipa también hay distritos sobre unidades estratigráficas del sistema terciario serie superior al que pertenece el volcánico Sencca (Tp-Vse) y sobre rocas intrusivas como el grupo gabrodiorita (Kti-gbdi).

Debe anotarse la presencia en el cauce profundo del río Chili, de rocas del Precámbrico pertenecientes al complejo basal de la costa (Pc-grr).

En la figura 3 se aprecia las unidades estratigráficas y geomorfológicas de Arequipa metropolitana.

Además del origen y antigüedad de las diversas formaciones geológicas que implican características sismológicas regionales, es importante reconocer las fallas que puedan activarse identificar y evaluar los riesgos geodinámicos externos como huaycos, avalanchas, inundaciones y desarrollar métodos para reducir o disminuir el peligro.

### **3.2 UNIDADES ESTRATIGRAFICAS.**

#### **a. Depósitos Aluviales (Q-a1).**

Como producto de aluvionamientos constituyen el suelo de la mayor parte de las llanuras y depresiones, también se encuentran ocupando el lecho y laderas de los diferentes cauces secos (torreteras) y a lo largo de valles principales como el Chili donde se observan terrazas bajas de pequeña extensión y algunos abánicos de deyección depositados por sus tributarios.

El material consiste principalmente de gravas o conglomerados poco consolidados, arenas y limos.

El espesor es variable depende del carácter de la deposición y la configuración topográfica de la superficie sobre la cual se depositaron.



b. Depósitos Piroclásticos recientes (Qr-Pi).

Se encuentran ocupando las partes bajas de las laderas occidentales del nevado Chachani igualmente en las faldas orientales de dicho nevado.

Esta unidad está formada principalmente por capas de lapilli de color amarillo y blanquecino, que contienen pequeños fragmentos de pómez, lavas y algunas escorias y bombas, cementando por ceniza en parte arenosa y poco consolidada. Alternando con dichas capas se hallan otras más delgadas de arena de grano grueso y de color gris oscuro que parece haber sido acarreada por el agua, el espesor calculado para el conjunto es de 15 a 20 m. pero varía según la topografía preexistente.

c. Flujos de Barro (Q-fb).

Están en Socabaya, Urbanización Hunter y más al norte en la falda occidental del Misti. Estos por su poca compactación, han sido erosionados dando lugar en algunos sitios a quebradas profundas.

En general, consisten de una masa formada por fragmentos y bloques angulares de rocas de origen volcánico (tufos y lavas), dentro de una matriz areno-tufácea o arcillosa poco consolidada.

Posiblemente, estos flujos tengan su origen en la acumulación de material piroclástico y clastos de naturaleza volcánica en lugares de gran pendiente, que se movilizaron por la saturación de agua proveniente de las lluvias o deshielos, perdiendo velocidad conforme iba disminuyendo su contenido de líquido, hasta ocupar los lugares mencionados.

d. Volcánico Barroso (Q-Vba).

Esta unidad forma la mayor parte de la cadena del nevado Chachani y se extiende hasta las cercanías del aeropuerto de Arequipa.

La litología consiste de lavas andesíticas en bancos gruesos, gris oscuras a gris claras, que por intemperismo toman colores rojizos y marrones.

Las capas que son muy inclinadas, en las cumbres de los conos van disminuyendo gradualmente conforme se alejan de estos hasta ser casi horizontales en las partes más bajas. La disyunción es muy irregular, existiendo bloques completamente separados que permanecen in-situ.

El espesor de esta unidad es difícil de apreciar pero se ha estimado en un mínimo de 2000 m.

e. Volcánico Chila (Q-Vchi).

Su distribución está restringida a parte de el Chachani. En el cañón del río Chili (Charcani) las coladas se prolongan hasta las inmediaciones del distrito de Miraflores (falda occidental del Misti).

f. Volcánico Sencca (Tp-Vse).

Se éxtiende desde la cercanía a los distritos de Cayma y Cerro Colorado en dirección nor oeste hasta el río Yura y entre las faldas del Chachani y el río Chili. También se le encuentra en las paredes del cañón del río Chili (planta hidroeléctrica de Charcani).

En los tufos se distingue granos de cuarzo, feldespatos y Lamelas de biotita. Además contienen fragmentos de pómez y lavas que pueden ser redondeados o angulosas de tamaño variable por lo general son compactos, con una cohesión apreciable aunque los hay poco consistentes y fácilmente desmenuzables, se presentan en bancos gruesos. Se distinguen dos niveles según el color uno superior rosado a marrón rojizo y otro inferior gris claro a blanco. Alternando con los tufos, se hallan capas poco consolidadas de gravas, arenas y tufos retrabajados. Los bancos de tufos son subhorizontales y en algunos lugares siguen los lineamientos de la topografía preexistente.

En la hidroeléctrica de Charcani, el volcánico Sencca es tá representado por tufos rosado de composición dacítica, bastante compactos y con una disyunción prismática muy irregular. Tienen un espesor aproximadamente de 60 m. y conforman unas escarpas pronunciadas. Aguas abajo de este lugar, varía un poco de color y se intercalan con depósitos aluviales inconsolidados. Debajo de los tufos dacíticos, a la altura del Colegio Militar Francisco Bolognesi, se encuentra un tufo blanco riolítico, compacto, brechoide, con poca biotita y una estructura lenticular pronunciada.

El grosor del volcánico Sencca pasa los 150 m. aunque existen bancos aislados de espesores reducidos que no lle gan a los 10 m.

g. Grupo Gabro-diorita (Kti-gbdi).

Exposiciones pequeñas de estas rocas se encuentran en los alrededores de Tiabaya y en la urbanización Hunter.

Por su disposición se puede suponer que primitivamente constituían un cuerpo alargado de dimensiones considerables y con una dirección Nor oeste, posteriormente fue a fectado por intrusiones más jóvenes.

Una gran parte de esta unidad ha sufrido efectos tectónicos, especialmente fracturas y cizallamientos.

La roca en superficie fresca es de color gris oscuro y gris verdosa por alteración y algo rojizo por intemperismo; el grano es mediano a grueso, reconociéndose cristales de feldespato y hornablenda, y en algunos casos biotita y cuarzo.

Las rocas del pequeño afloramiento alargado al oeste de la urbanización Hunter contienen cuarzo y feldespato potásico y muestran evidencias de una fuerte alteración hi drotermal. En los afloramientos de Tiabaya, la roca pasa gradualmente a diorita cuarcifera.

En Sachaca existe un apófisis de origen híbrido correspondiente a una adamelita porfídica.

### 3.3 GEOMORFOLOGIA DEL AREA.

En el área de estudio se distingue tres unidades geomorfológicas relativamente diferentes.

#### a. El Arco Volcánico del Barroso.

Está constituida por una cadena de montañas agrietas de origen volcánicos siguiendo un alineamiento claramente circular con su concavidad hacia el Pacífico.

Parte de esta cadena está formada por el aparato volcánico del Chachani (6057 m.) y de otros conos de menor altitud. Estos aparatos volcánicos se elevan desde los 2800 m. ó 4000 m. En ellos se ha desarrollado un sistema de drenaje de diseño radial.

El río Chili que ingresa al área de Arequipa con una cota de 2600 m. forma un profundo cañón que separa los volcanes Chachani y Misti.

En épocas de mayor precipitación gran parte de este arco volcánico se encuentra cubierto por nieve poco persistente. La erosión glaciaria parece no haber modificado mayormente el relieve, quedando sus productos circundando las partes más elevadas entre los 4600 m. y los bordes de los casquetes de hielo.

#### b. Plenillanura de Arequipa.

Es una superficie suavemente ondulada que se extiende al nor oeste de Arequipa y rodeada por cerros altos. La plenillanura se ha formado en los tufos del volcánico Sencca que ocuparon una depresión originada, posiblemente por erosión, presenta un sistema de quebradas paralelas, con caudales temporales y secciones transversales en "V" drenando hacia los ríos Chili y Yura.

Las altitudes de esta superficie ascienden desde los 1800 m. hasta los 2600 m. con una pendiente de 5% hacia el Sur oeste.

c. Cordillera de Laderas.

Es una cadena montañosa con una elongación de Nor oeste a sureste.

La mayor parte de esta unidad, está constituída por rocas plutónicas.

El relieve muestra pendientes altas hacia los flancos, - cuyos puntos más elevados están caracterizados por sus formas redondeadas o rugosas.

Esta cadena de cerros presenta un sistema de drenaje den trítico.

### **3.4 CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS EN AREQUIPA.**

Reconociendo la importancia de las formaciones geológicas en la relación con los tipos de suelos que originan, egresados en geología de la Universidad San Agustín, han elaborado y mejorado un plano de suelos de carácter general para Arequipa metropolitana, en el que se indica los siguientes tipos de suelos.

- a. Clásticos como bolones y arena, arena y grava, limos y gravas y limos con materia orgánica.
- b. Volcánicos como tufo, tufo y arena y piroclásticos.
- c. Rocas igneas como andesita, intrusivas y lodo volcánico.

Todo esto se aprecia en la figura 4. Los tipos de suelos indicados coinciden bastante bien con lo observado directamente en el campo pero no cuentan con las características mecánicas y en algunos casos corresponden a estratos superficiales de poca potencia.

Por otra parte estudios de Mecánica de Suelos previos a proyectos de construcción se han venido utilizando en Arequipa, especialmente cuando la obra es costosa, de carác-

ter estratégico o de seguridad. Compilando y procesando informes se presenta algunas características de los suelos en las siguientes áreas por tener interés especial.

#### Area Industrial.

- a. En las inmediaciones de la variante de Uchumayo en pozos excavados de 10 a 13 m. de profundidad se encuentra GP-SP, esto según el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS), las densidades relativas son altas a partir de los 7 m.
- b. En el Parque Industrial, se encuentra en pozos hasta 9 m. SP-SM compacto a partir de 3 m., en otros lugares hay GP-GW en pozos hasta 4 m. medianamente compactos a partir del 1.5 m.

#### Areas relacionadas con obras de defensa o edificación.

- a. Cercanos al río Chili, excavaciones hasta 6 m. de profundidad hay GW-SP con densidades relativas medias y altas a partir de los 4., los coeficientes activo y pasivo de Rankine son 0.259 y 3.859.
- b. Aledañas a la torrentera de San Lázaro, en excavaciones de 3 a 5 m. de profundidad hay SP-GW medianamente compacta y compacta, el coeficiente activo de Rankine varía de 0.259 a 0.333.

#### Areas donde se está construyendo y proyectando edificios altos.

- a. Centro de Arequipa, en excavaciones de 7 a 13 m. de profundidad hay SM-SP-GP medianamente compactas, mejorando en general las densidades relativas a altas, para los suelos a más de 8 m. de profundidad.
- b. Alrededores del Centro Comercial Cayma, suelos de origen

tufaceo, estrato potente que en excavaciones hasta 10 m. de profundidad son SM-SP, compacto desde 1 m. Suelos aluviales GP-SP-SM que en pozos hasta 5 m. tienen densidades relativas medias.

De los estudios de Mecánica de Suelos se deduce que en la mayor parte se trata de material no cohesivo seco o parcialmente saturado. La densidad relativa en los suelos granulares es característica fundamental en el comportamiento mecánico de este tipo de suelos, es decir de su resistencia al esfuerzo cortante (ángulo de fricción interna) y de su capacidad de deformación, tanto en lo concerniente a solicitaciones estáticas como dinámicas.

El comportamiento dinámico de los suelos no cohesivos con granos de tamaño medio de resistencia suficiente o esfuerzos pequeños para que la rotura de los granos no afecte su comportamiento, se describe en función de la relación crítica de vacíos, arriba de la cual el suelo tiende a reducir su volumen al deformarse por esfuerzo cortante y abajo de la cual tiende a dilatarse. La relación crítica de vacíos es función decreciente de la presión de confinamiento y creciente de la deformación al corte. El efecto de las vibraciones en estos suelos, para presiones confinantes pequeñas de acuerdo con la teoría de Barkan, señala que cuando:

$e_o < e_f$  no ocurre compactación  
 $e_o > e_f$  ocurre compactación, siendo:

$$e_f = e_{min} + (e_{max} - e_{min}) \exp\left(-\frac{BeA}{g}\right)$$

donde:

$e_o$  es la relación inicial de vacíos

$e_{min}$  es la relación de vacíos en el estado más denso

$e_{max}$  es la relación de vacíos al estado más suelto

$e_f$  es la relación final de vacíos o crítica

Be es del orden de 0.75 para arenas

A es la amplitud de la aceleración, aproximadamente igual a la aceleración máxima en un sismo (para el estrato)  
g es la aceleración de la gravedad.

El tiempo necesario para producir la compactación es del orden de medio minuto.

Para los suelos secos no cohesivos cuando  $e_{\max} < 2 e_{\min}$ , para aceleraciones de 20% y 50% la de la gravedad no se producen asentamientos por compactación para densidades relativas mayores a 14% y 31% respectivamente que corresponden a 10 y 30 golpes aproximadamente en el ensayo de penetración es estándar.

La densidad relativa se define como sigue:

$$D_r = (e_{\max} - e_o) / (e_{\max} - e_{\min})$$

A presiones confinantes elevadas se necesita mayores aceleraciones vibratorias para iniciar la compactación, pero las relaciones finales de vacíos serán menores que en ausencia de presión confinante.

Cuando los suelos están parcialmente saturados el comportamiento es similar a los secos, solo que los parámetros cambian en función del contenido de humedad y se requiere para que no se produzca asentamientos densidades relativas algo menores cuando las humedades son bajas y densidades relativas algo mayores cuando la húmedad es óptima.

Otro efecto de las vibraciones es el relacionado con la resistencia el esfuerzo cortante, según Barkan:

$$\operatorname{tg} \varnothing = \operatorname{tg} \varnothing_{00} + (\operatorname{tg} \varnothing_s - \operatorname{tg} \varnothing_{00}) \exp \left( -\frac{B\varnothing A}{g} \right)$$

donde:

$\varnothing$  es el ángulo de fricción interno en vibración



$\phi_{oo}$  es el valor de  $\phi$  asociado a  $A = oo$ , es igual a cero.  
 $\phi_s$  es el ángulo de fricción interno en carga estática.  
 $B\phi$  es igual a 0.23 para arenas medias y crece rápidamente con el tamaño de los granos.

Por lo tanto:

$$\operatorname{tg} \phi = \operatorname{tg} \phi_s \exp \left( -\frac{B\phi A}{g} \right)$$

Cuando el suelo está parcialmente saturado  $B\phi$  disminuye y  $\phi$  aumenta.

El ángulo de fricción interna en suelos secos no cohesivos, no cambia en más de un grado para las velocidades de carga en problemas sísmicos.

En el Apéndice B se presenta los resultados de los estudios de Suelos en el campo y en el Laboratorio.

C A P I T U L O    I V

COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE  
CONCRETO ARMADO

**4.1 METODO DE ESTUDIO.**

En Arequipa metropolitana la intensidad sísmica en la escala M.M. fue entre VI y VII, sin embargo algunos edificios de concreto armado sufrieron daños estructurales de importancia, bastante tabiquería de ladrillo se agrieto y se perdieron muchos vidrios.

Para estudiar el comportamiento de 50 edificios de manera sistemática, se llenan fichas especialmente confeccionadas, en las que además de la ubicación, número de pisos, antigüedad, sótanos, tanques elevados, se indica el sistema de estructuración, los elementos estructurales que lo conforman y también los elementos no estructurales. Si es posible se hace una descripción del suelo de cimentación u otras características del sitio. Se evalúa el daño en los diferentes pisos del edificio y se interpreta la causa de un determinado comportamiento sísmico.

Para un grupo de edificios más dañados se complementa la información con planos levantados para ver sobre las

rigideces y excentricidades de la estructura, con fotografías como evidencia del tipo de falla y con estudios de Mecánica de Suelos ya realizados o se les efectúa mediante excavaciones de pozos a cielo abierto aledaños a los edificios dañados. En cada pozo se describe los estratos del suelo, se halla la densidad natural por el método del cono de arena para el estrato más profundo, se toma muestras para en laboratorio determinar la humedad, el tipo de suelo según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), las densidades máximas, mínima y se calcula la Densidad Relativa. La finalidad es encontrar relación entre el daño las propiedades de la estructura y la posible influencia del terreno.

Además de lo anterior para determinar los niveles de aceleración espectral que produjeron la falla de elementos estructurales en algunos edificios, estos son analizados incluyendo todos los elementos estructurales y aquellos que intervienen o afectan el comportamiento estructural, se considera una aceleración vertical de 20% la de la gravedad, se determina la resistencia última de los elementos de acuerdo al refuerzo y calidad del concreto en relación con el tipo de falla que presentan, se estima que para esa resistencia se produjo las máximas aceleraciones en la estructura. La aceleración así calculada para ser comparada con el coeficiente sísmico del Reglamento Nacional de Construcciones, se lo afecta de los factores de ductilidad, suelo y seguridad.

También se hace estadística del comportamiento de toda la muestra de edificios y se ve la forma en que los más dañados están siendo reparados.

## **4.2 EDIFICIOS ESTUDIADOS.**

### MERCADO PUBLICO EN ALTO SELVA ALEGRE-AREQUIPA (1)

Tiene daños estructurales de importancia, está cons

truído sobre un terraplén de corte y relleno, consta de un solo nivel, cubierto por un gran techo aligerado con pendientes hacia el centro, soportado transversalmente por pórticos de vigas peraltadas y tres columnas ubicadas en el perímetro y al centro de la edificación. Longitudinalmente se forma pórticos de arriostre con las columnas y vigas del mismo espesor que el techo.

Los daños se presentan en las columnas perimetrales que tienen destruída la sección de concreto en el encuentro con la viga del techo y en el nivel sobre el muro perimetral donde hay una viga solera. En las fotografías 1 y 2 se aprecia la ubicación del mercado y el daño en las columnas.

La presencia del muro perimétrico ha rigidizado las columnas en la dirección longitudinal del edificio siendo causa de la falla, conjuntamente la parte del mercado aledaño a la estructura principal y las condiciones de irregularidad del terreno son causa para el incremento del daño.

En las figuras 5 y 6 se muestra las características de la estructura y el levantamiento de los daños.

El análisis de la estructura en las dos direcciones principales considerando los elementos estructurales y aquellos que intervienen o afectan el comportamiento estructural se presenta en el Apéndice A, las conclusiones a las que se llega son:

	LONGITUDINALMENTE		TRANSVERSALMENTE	
	Período Elástico seg.	Aceleración para que fallen las Col. G.	Período Elastic. seg.	Aceleración para que fallen las col. G
E*	0.1619	0.173	0.0971	0.38
NE*	0.2344	0.231	0.1040	0.32
PROMEDIO*	0.1982	0.184	0.10000	0.35

E y NE significa que las columnas fueron consideradas empotradas o no por los muros y vigas paralelas al eje de flexión.

En la dirección longitudinal del edificio las dos columnas de menor altura libre toman el 53% de la fuerza sísmica, las otras columnas toman 7 y 57 veces menos fuerza que las más cortas.

En la dirección transversal las mismas columnas toman el 53% de la fuerza sísmica.

Por lo observado en mercados iguales en la Urb. Manuel Prado y en Hunter donde todas las columnas perimétricas se fisuran simultáneamente, se han podido esperar para el mercado en Alto Selva Alegre aceleraciones cercanas a 0.22G longitudinalmente en la estructura. En promedio podemos tomar 0.18 G, que multiplicando por el factor de ductilidad de acuerdo al período de la estructura igual a 2.5 y dividido por los factores de suelo igual a 1.2 y de seguridad igual a 1.25 se obtiene una aceleración espectral de 0.30 G, que es menor que el coeficiente máximo igual a 0.40G del Reglamento Nacional de Construcciones.

Para conocer del suelo donde está fundado el mercado se hizo un pozo en un lugar del terreno que no había sido alterado por la nivelación. De acuerdo a cortes cercanos este estrato tiene potencia mayores a 20 m. y por su origen es suelo volcánico piroclástico. El suelo es homogéneo y a los tres metros se le clasificó como SP-SM, es decir arenas mal graduadas con gravas y mezclas de arena y limo, la humedad natural es 4% y la densidad relativa 85% que es de media a alta, es de color rosado cuando está seco y suelto siendo fácilmente lubricado por el aire.

Este mercado aún no ha sido reparado pero de acuerdo al análisis para fuerzas sísmicas requiere reducir los esfuerzos en los elementos que toman la mayor parte de la fuerza cortante, ya sea aumentando la sección o construyendo nuevos elementos resistentes.

EDIFICIO EN CAYMA-AREQUIPA. (2)

El edificio tiene grietas en la escasa tabiquería de un depósito en el primer piso, hay fisuras en el concreto de las vigas que han impactado con la tabiquería, en la unión de columnas y vigas también hay fisuras.

En el segundo y tercer piso la densidad de tabiquería de ladrillo es mayor y solo tiene fisuras diagonales y verticales muy leves. En la azotea se ha producido un vaciamiento parcial de los parapetos paralelos a la fachada.

La estructura consiste de columnas, placas y vigas peraltadas formando pórticos principales perpendiculares a la fachada.

En la figura 7 se indica las características del edificio y se ve los daños en las fotografías 3 y 4.

En la dirección perpendicular a los pórticos que es la de menor rigidez en la estructura, los tabiques tienen grietas y fisuras al no resistir las deformaciones de la estructura.

Por la interacción de las dos vigas que están en contacto con la tabiquería del primer piso y que las somete a cierta condición de empotramiento, se ha producido concentración de esfuerzos que causó fisuras en el concreto de las vigas.

En la dirección de los pórticos principales con gran rigidez y períodos cortos se ha producido efecto de chicoteo en los parapetos de la azotea perpendiculares a la dirección de vibración, ocasionando el vaciamiento parcial solamente de estos parapetos.

En cuanto al suelo superficialmente es terreno de

cultivo con espesor variable entre 1 y 3 m. continuando un potente estrato de tufo, que es arena limosa SM, color rosado, con peso unitario bajo de 1.27 a 1.58 gr/cm<sup>3</sup> para densidades relativas de 59% a 98%, la humedad natural en tiempo de lluvia es 12%. En el ensayo de compresión triaxial se obtuvo la siguiente relación para el esfuerzo cortante =  $0.10 + \sigma_g 39^\circ$  en kg/cm<sup>2</sup>.

En este estrato se obtiene una carga admisible de 2.30 kg/cm<sup>2</sup> para zapatas de 2.00 m. de ancho.

La reparación de los daños ha consistido en resanar el parapeto de la azotea sin proporcionar mayor arriostre, en el primer piso que se usa como estacionamiento, no se ha independizado la tabiquería de la estructura.

### HOSPITAL DEL EMPLEADO-AREQUIPA (3)

El 9° piso es una estructura menor ubicada en la azotea del edificio, que fue sacudida violentamente fallando la unión entre columnas y vigas, pese al refuerzo de planchas metálicas que se habían colocado como reparación en sismos anteriores, los vidrios en este nivel se rompieron totalmente.

Del 8° al 1° piso la estructura es típica, en el 2° 3° y 4° piso hay muros agrietados y aplastamiento del mortero entre la estructura y los tabiques, en los otros pisos se presentan los mismos daños pero en grado menor.

La estructura está formada por columnas placas y vigas de concreto armado, los techos aligerados y la albañilería de ladrillo. Las pérgolas del 9° piso solo estaban soportadas por columnas. En las fotografías 5 y 6 se muestra la estructura menor en la azotea del edificio que fue dañada severamente.

Las estructuras menores ubicadas en las azoteas tienen su propio período de vibración y al coincidir o acercarse con uno de los bajos modos de vibración del edificio que las soportan, pueden quedar en condición de resonancia, produciéndose altas aceleraciones y causando fallas en sus elementos. En esta situación estuvo la pérgola en la azotea del Hospital.

En general la estructura del edificio se comporto bien, durante el reconocimiento sólo se detecto fisuras muy leves en algunas vigas de la escalera.

Según H.Deza la columna estratigráfica hasta profundidades de 80 m. corresponde a depósitos de arenas y gravas de origen errático, como SP-SG que empacan algunos bolones de hasta 2 m. de diámetro. Las densidades relativas son variables entre medias y altas. A los 80 m. de profundidad aparece al sillar blanco y compacto, que continúa por más de 20 m.

Las pérgolas del 9° piso han sido demolidas, la albañilería agrietada o fisurada se ha resanado; sin embargo no se ha tenido especial cuidado para independizarla de la estructura.

#### EDIFICIO DE LA MUTUAL METROPOLITANA-AREQUIPA (4)

Hay daño estructural, agrietamiento vertical en la parte central y alta de una columna ubicada en el vertice del 4° piso, esto se aprecia en la fotografía 7. Agrietamiento diagonal en la parte alta de las dos columnas perimétricas adyacentes a la más dañada, las grietas en las columnas se deben a fuerza cortante por torsión.

También hay fisuras en la tabiquería de concreto armado y rotura de vidrios debido al montaje deficiente.



La estructura desde el sótano al 3° piso, consta de placas, columnas, vigas de concreto armado y 2 columnas de acero. En el 4° piso nueve columnas soportan el techo con volados de 7.25 m.

En las figuras 8 y 9 se muestra las características del edificio. Si bien hasta el 3° piso la planta asimétrica es aceptable por tener poca distancia entre el centro de masa y el de rigideces; además de una adecuada rigidez torsional dada por las placas perimétricas y la caja del ascensor. En el 4° piso la reducción en planta, la consecuente interrupción de placas y columnas y los techos volados de 7.25 m. crean un elemento estructural con cierta independencia y con inadecuada rigidez torsional, siendo esta el origen de los daños en las columnas.

En el área central de Arequipa, cerca al edificio estudiado el suelo está conformado por relleno areno limoso, desmonte y piedras hasta 1.50 m. de profundidad, debajo hay arenas finas SP de color plumizo, medianamente compacto, húmedo. A los 2.60 m. hay gravas y gravillas empacadas en arena semigruesa SP-GP mezclado con piedras hasta 6° de diámetro en estado medianamente compacto.

Desde 1.50 m. hasta los 9.00 m. de profundidad las densidades relativas varían de 80% a 90%, luego aparece un conglomerado compuesto por piedras hasta 40" de diámetro empacadas en gravas y arenas GW-SP, en estado compacto con densidades relativas entre 93% y 98%, continuando este estrato hasta más de 15 m. de profundidad.

Según A. Carrillo, para tomar en cuenta la teoría de propagación de onda sísmica en medios elásticos y establecer una respuesta del suelo de cimentación en caso de sismos severos se puede considerar los siguientes parámetros dinámicos para el suelo descrito:

PROF. M.	TIPO SUELO	N	$\sigma_d$	$V_s$ m/seg.	T. seg.
0-1.50	Relleno	63	1.85	2.50	0.024
1.50-3.00	Arena fina SP.	67	1.85	4.08	0.015
3.00-9.00	Arena y gra va SP-GP.	73	1.95	4.44	0.054
9.00-20.00	Conglomera- do GW-SP.	98	2.00	5.15	0.388

Para estos suelos compuestos por gravas empacadas en arena en estado medianamente compacto la carga admisible es de 2 kg/cm<sup>2</sup> y los coeficientes de Rankine son  $K_a = 0.2378$  y  $K_p = 4.2037$ .

En la fotografía 8 se aprecia como se ha reparado el edificio, se ha renovado el concreto agrietado en las columnas del 4° piso, se las ha reforzado exteriormente con ángulos de acero de 3" x 3" x 1/5" a lo largo de las aristas de la columna, soldados a planchas perimétricas de 3" x 1/5" - distanciadas cada metro.

#### EDIFICIO NICHOLSON-UNSA-AREQUIPA (5)

Hay daños estructurales, en el 2° piso las columnas cortas están agrietadas por tracción diagonal, esto se aprecia en la fotografía 9. En el 2°, 3° y 4° piso hay vaciamiento de un tabique decorativo fragil que no estaba arriostado, ver la fotografía 10. En el 1° piso se ha desprendido el enchape de las columnas.

El edificio consta de 3 blocks separados 10 cms. las juntas han funcionado bien: La estructura consiste de pórticos principales formados por dos columnas y vigas peraltadas transversales al edificio, siendo en esta dirección la rigidez mayor. Longitudinalmente se forma pórticos secunda-

rios con vigas chatas y de rigidez menor. La tabiquería de ladrillo está fijada a las columnas mediante alambres.

En la figura 10 se muestra las características de la estructura y el levantamiento de los daños estructurales.

El análisis de la estructura se presenta en el Apéndice A, obteniéndose los siguientes resultados. La tabiquería de ladrillo en el 2° 3° y 4° piso ha modificado a la estructura reduciendo en 81% la altura libre de algunas columnas, en la dirección de menor rigidez, haciéndolas tomar 140 veces más fuerza horizontal que las no modificadas. La aceleración estimada que produjo las fallas en la estructura es 0.27 G que multiplicado por el factor de ductilidad igual a 2.50 y dividido por el factor de suelo igual a 1.40 y el de seguridad igual a 1.25 se obtiene 0.38 G como aceleración espectral, que es poco menor que el valor máximo de el coeficiente sísmico igual a 0.40 G, indicado por el Reglamento Nacional de Construcciones.

Una excavación aledaña al edificio presenta hasta 1.40 m. un relleno limo arenoso seco, de 1.40 a 2.55 m. gravas y arenas en partes medianamente compacta, pero en general es suelta y empaqueta bolones de 0.5 m. de diámetro, de 2.55 hasta profundidad mayores a 3.60 m. hay arenas finas y medias SW-SM, con humedad de 3% y densidades relativas bajas del orden de 10%.

El edificio está siendo reparado y reforzado, se están construyendo placas en las esquinas de cada block, orientadas en la dirección de los pórticos de menor rigidez, para los blocks laterales de 6 pórticos las placas son de 1.20 x 0.15 m. con refuerzo de  $8\emptyset 3/8'' + 2\emptyset 5/8''$ , para el block central de 8 pórticos son de 1.60 x 0.15 m. con refuerzo de  $10\emptyset 3/8'' + 2\emptyset 5/8''$ . A las columnas del pórtico dañado se les está añadiendo 5 estribos en los .70 m. superiores,

quedando espaciados cada 0.10 m. La tabiquería de ladrillo está siendo arriostrada e independizada.

#### FACULTAD DE ARQUITECTURA UNSA-AREQUIPA (6)

Hay daño estructural en la dirección de los pórticos principales, las columnas en un extremo del edificio fallan, esto se aprecia en la fotografía 11. Algunas vigas se fisuran, tabiquería interior adyacente a una columna se destruye, los vidrios se rompen. El efecto torsionante causado por un muro de ladrillo interpuesto en uno de los pórticos extremos es condición para el daño.

La estructura consta de pórticos principales transversales al edificio la cimentación es de zapatas, los dos pórticos extremos son los más rígidos debido a la mayor sección de los elementos y a la cimentación amarrada. También hay vigas en parrilla y vigas diafragma.

En la figura 11 se muestra las características del edificio y el daño en la estructura.

El análisis de la estructura se presenta en el Apéndice A y en el se llega a las siguientes conclusiones:

Al comparar las fuerzas cortantes actuantes en las columnas debido a las cargas verticales con las resistentes de acuerdo con el acero de refuerzo y el tipo de concreto, son semejantes por lo que la estructura sólo fue diseñada para cargas verticales.

Ante fuerzas horizontales los pórticos extremos son 4.5 veces más rígidos que los intermedios en consecuencia estos deberían tomar el 75% de la acción sísmica, pero debido al muro de ladrillo interpuesto en uno de los pórticos extremos, el centro de rigidez se desplaza, creando ex-

centricidades que permiten la torsión del edificio y la rápida falla en las columnas más alejadas.

Una excavación a cielo abierto adyacente al edificio da hasta 1.50 m. tierra de cultivo, relleno limo arenoso compacto, hasta 2.40 m. hay grava arena gruesa y gravilla que empaca bolones de 0.5 m. este estrato está suelto y en el se ha cimentado, hasta 3.10 m. arena fina y media y hasta más de 4.00 m. arena con gravas SP, 5% de humedad y densidad relativa media del orden de 57%.

En la reparación del edificio se han incrementado el número de estribos de 10 a 25, especialmente en los extremos de las columnas. Se ha proyectado la construcción de placas perimétricas con sección C.

#### MERCADO PUBLICO EN MANUEL PRADO-PAUCARPATA-AREQUIPA (7)

Las columnas perimétricas han empezado a fallar con las mismas características que en el mercado en Alto Selva Alegre, pero sin llegar a la rotura total en la sección de concreto, presentando únicamente rajaduras y pérdida del recubrimiento. Las características de la estructura son las mismas que en (1) y se puede ver la figura 5.

Si bien lo expuesto para el caso en Alto Selva Alegre es válido, este mercado está construido sobre terreno plano, la aceleración espectral calculada es del orden de 0.23 G.

Una excavación aledaña al edificio presenta estratos de origen aluvial posiblemente transportados por la torrentera cercana, hasta 0.5 m. el suelo es arena limoso, relleno medianamente compacto, hasta 0.90 m. estratos de gravas de 2" a 4" semiangulares y arenas poco húmedas, hasta más de 2.00 m. suelo arena limoso SM con gravas de 1/2" a 2" que empaca bolones de 0.20 m. a 0.40 m. de diámetro y que ocuparon un 50% del volumen, la densidad relativa en la matriz es me-

dia y del orden de 58%, la humedad es 4%.

El mercado no ha sido reparado y lo dicho para su similar en cuanto al reforzamiento tiene vigencia aquí.

#### EDIFICIO DE AULAS ESEP PEDRO P. DIAZ PAUCARPATA AREQUIPA (8)

Hay daños estructurales en las columnas del 2do. y 3° piso están agrietadas debido a la reducción de su altura libre, esto se aprecia en la fotografía 12. Algo de los tabiques de ladrillo se han dañado y un 40% de los vidrios están rotos.

El edificio consta de 2 blocks, el primero es lo suficientemente rígido en las dos direcciones, los daños en este block se reducen a fisuras entre vigas y columnas, el segundo block consta de pórticos principales transversales al edificio, formados por dos columnas y vigas peraltadas, se forma pórticos secundarios de menor rigidez con vigas chatas que unen las columnas, los techos son aligerados.

En la figura 12 se muestra las características del edificio. La tabiquería de ladrillo a lo largo de uno de los pórticos de menor rigidez reduce la altura libre de las columnas en un 78%, haciéndolas 101 veces más rígidas que en el otro pórtico. La concentración de esfuerzos en las columnas y el efecto torsionante de la tabiquería son la causa del daño.

Para conocer el suelo de fundación en la Esep se hace una excavación encontrándose hasta 0.45 m. relleno areno limoso, hasta 0.80 m. arena con gravilla poco humedas y suelta, hasta 1.10 m. arena limosa poco compacta, hasta más de 2.20 m. arenas limosadas con bolones de 0.30 m. de diámetro compacto en partes, con la presencia de lentes de arena limosa SM fina y suelta con densidad relativa del orden de 10%, lentes de gravas areno limosas medianamente compactas,

la humedad es 4%.

#### EDIFICIO DEL HOTEL PRESIDENTE-AREQUIPA (9)

Es de 12 pisos y sótano, la estructura de concreto armado, vigas, columnas y placas formando pórticos, los techos aligerados y la albañilería de ladrillo. Hay daño estructural, grieta en una viga perpendicular a la fachada del 2° piso, esto se ve en la fotografía 13.

Se ha producido impacto con el edificio vecino de 3 pisos cayendo algo del enchape de la fachada, también hay grietas en algunos tabiques de ladrillo, aplastamiento de las juntas, caída del tarrajeo de las vigas, rotura de algunos vidrios y de una tubería.

Se ha reparado los elementos dañados cuidando de que la junta entre los dos edificios este libre, también se ha construido otros elementos estructurales en el edificio vecino de 3 pisos que habían sido omitidos por cuestiones estéticas en la fachada.

#### **4.3 COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS EVALUADOS.**

De la muestra de 50 edificios evaluados, compuesta de:

16% de 1 a 3 pisos  
55% de 4 ó 5 pisos  
29% de 6 a 12 pisos

Se obtiene las siguientes características para toda la muestra.

28% tienen sólo pórticos de columnas y vigas  
22% pórticos y muros portantes de ladrillo  
49% pórticos y placas

33% tanques elevados, ascensores y sótanos  
80% tienen tabiquería de ladrillo no estructural

En cuanto a los daños

- A. De el total de Edificios
  - 22% tienen fallas, grietas y fisuras en las columnas
  - 8% sólo tienen fisuras en los nudos o columnas
  - 24% han impactado en diferente grado con edificios o blocks vecinos.
- B. De los edificios con pórticos y muros portantes
  - 64% tienen los muros fisurados
- C. De los edificios con pórticos y placas
  - 13% tienen fisuras en las placas
- D. De los edificios con tabiques de ladrillo no estructural.
  - 50% tienen grietas y fisuras en los tabiques
  - 36% tienen solo fisuras

En cuanto a las causas:

- A. De el 22% de edificios con columnas falladas o agrietadas 10% se debe a columnas cortas.
  - 6% formas inadecuadas de la estructura produjeron concentración de esfuerzos ante acciones sísmicas.
  - 2% torsión por excentricidades causadas por elementos no estructurales.
  - 2% torsión por la deficiente rigidez torsional en la estructura.
  - 2% amplificación estructural
- B. Los daños en los muros portantes de ladrillo se han producido al no resistir las fuerzas cortantes transmitidas por los marcos de concreto, que se manifiestan en las grietas



tas diagonales por tracción cuando hay buena adherencia entre los ladrillos y los marcos de concreto, y cuando - no, se producen las grietas horizontales por corte entre el marco y el muro, produciéndose también las grietas diagonales.

- C. Las fisuras en las placas de los edificios se han producido generalmente en las juntas de vaciado de concreto debido a la flexión y corte.
- D. Los daños en la tabiquería no estructural se debe principalmente al no funcionamiento de las juntas entre los tabiques y la estructura, el mortero interpuesto como tapajunta no se aplasta y los tabiques quedan sometidos a esfuerzos que los agrieta en forma diagonal y horizontal por tracción y corte.

**C A P I T U L O    V**  
**COMPORTAMIENTO DE 17 MODULOS EN EL CEB**  
**A-18 HUNTER - AREQUIPA**

**5.1 FINALIDAD.**

El Centro de Educación Básica A-18 está ubicado en el pueblo joven Hunter distrito Socabaya Arequipa. El CEB fue construido el año 1978 y consta de un conjunto de volúmenes típicos como los módulos baño, módulos taller y en mayor proporción por los módulos aula. A consecuencia del sismo del 16-02-79, en los módulos baño se agrietó la cubierta de los tubos de ventilación. En algunos módulos taller, cerca del techo metálico se produjeron grietas verticales entre las columnas y las paredes de ladrillo. Y en un gran número de módulos aula se presentaron daños estructurales y agrietamiento en tabiques de ladrillo.

Es finalidad en este capítulo, estudiar para cada módulo aula, la modificación de la estructura al reducirse la altura libre de las columnas, la influencia de la tabiquería al tomar fuerzas horizontales, el período elástico y la aceleración espectral. Todo lo anterior relacionado con el comportamiento sísmico de los módulos de acuerdo al daño que presentan y teniendo en cuenta los aspectos geológico, topo-

gráfico y las características del suelo en Hunter.

## 5.2 ASPECTOS SISMICOS DEL SITIO.

La geología en Hunter indica que se trata de flujos de barro que están en contacto y posiblemente sobre rocas ígneas intrusivas del grupo gabrodiorita, estas unidades estratigráficas son descritas en las secciones 3.2c y 3.2.g, respectivamente.

El relieve topográfico sobre el que se ha construído el CEB es bastante suave y esta en las faldas de formaciones con pendientes pronunciadas, lo que puede ser motivo de alguna amplificación sísmica.

Para conocer el suelo en el CEB se realizaron excavaciones a cielo abierto y calicatas, se hallo que entre 1.25 y 4.35 m. de profundidad hay un manto endurecido de arenas bien graduadas y arenas limosas (SW-SM), la densidad natural es 1.32 gr/cm<sup>3</sup>, compacidad alta y humedad 14%, en este suelo el ensayo de penetración estandar rebotó. Debe anotarse que el material endurecido se encontró más profundo, cuando las excavaciones se hicieron en las partes más bajas de la superficie del terreno.

Sobre el manto endurecido hay dos depósitos de arenas con ceniza volcánica y dos depósitos de arenas con lapilli, en estos suelos se ha cimentado los módulos y el estudio mecánico indica que se trata de materiales muy ligeros, de pesos específicos que fluctúan entre 0.98 y 1.30 gr/cm<sup>3</sup> y tienen densidades relativas medias.

El suelo predominantemente está constituido por partículas deleznable, que se rompen fácilmente cuando son cargadas con esfuerzos que las arenas normales soportan sin acusar deterioro alguno. Estas características son propias de

los materiales de origen volcánico y por lo tanto el análisis de la presión admisible en estos suelos debe ser adecuado a propiedades mecánicas muy particulares. Así al disminuir la presión admisible se evita la rotura de partículas gruesas que con toda facilidad se convierten en material fino y por tanto disminuyen el ángulo de fricción interna a valores tan bajos como  $28^\circ$ .

En la figura 13 se presenta la columna estratigráfica en el CEB.

### 5.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MÓDULOS Y LOS GRADOS DE DAÑO.

Los módulos aula están estructurados transversalmente con seis pórticos principales, cada uno consta de dos columnas y vigas peraltadas, el techo a dos aguas con caídas del centro hacia los lados es aligerado y tiene cubierta de ladrillo pastelero, longitudinalmente hay vigas peraltadas hacia arriba que forman pórticos secundarios de menor rigidez. La cimentación es de zapatas, vigas de amarre y cimientos corridos, la tabiquería de ladrillo de 0.15 m. de espesor es reforzada, excepto la que está debajo de los pórticos secundarios, los casilleros de ladrillo están en uno de los pórticos secundarios y tienen como techo una losa maciza. Las características descritas anteriormente se aprecian en la figura 14.

La causa del daño en los módulos está en la reducción de altura libre de las columnas en uno de los pórticos de menor rigidez, originada por los casilleros de 2.10 m. de alto, además las juntas de construcción entre la estructura y la tabiquería de ladrillo no funcionaron, el mortero tapajunta era demasiado duro y no se aplastó. En la fotografía 14 se ven las grietas en las columnas cortas.

Para la evaluación de daños se considera los si-

güientes grados adoptados de la escala sísmica MSK:

- Uno (1). Cuando sólo hay fisuras en los tabiques de ladrillo  
Dos (2). Cuando hay grietas en los tabiques y/o fisuras en  
las columnas o nudos.  
Tres (3). Cuando hay grietas en las columnas, nudos y tabi-  
ques.

En el cuadro siguiente se presenta para todos los  
módulos, la reducción de altura libre de cada columna, en los  
sentidos 1 y 2, para los ejes A y B y comenzando con la column  
na más a la izquierda, tal como se indica en la figura 14.

REDUCCION DE ALTURA LIBRE DE LAS COLUMNAS, EN LOS MODULOS AULA.

MODULO	E J E A				E J E B			
	SENTIDO 1 (m)	SENTIDO 2 (m.)	SENTIDO 1 (m.)	SENTIDO 2 (m.)	SENTIDO 1 (m.)	SENTIDO 2 (m.)	SENTIDO 1 (m.)	SENTIDO 2 (m.)
1	0,0,0,9,0,9,0,9,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,2,1,0,0,0,0,9	0,2,1,0,9,0,9,0,9,0	2,1,0,9,0,0,9,0,9,0			
2	0,0,9,2,1,0,9,0,9,0,9	0,9,2,1,0,9,0,9,0,9,0	0,0,0,9,0,0,9,0,9	0,0,0,9,0,0,9,0,9,0	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0			
3	0,0,9,0,9,0,9,0,2,1	0,9,0,9,0,9,0,9,2,1,0	0,0,9,0,9,0,9,0,2,1	0,0,9,0,9,0,9,0,2,1	0,9,0,9,0,9,0,9,2,1,0			
4	0,2,1,0,9,0,9,0,9,0,9	2,1,0,0,9,0,9,0,9,0,9	0,2,1,0,9,0,9,0,9,0,9	0,2,1,0,9,0,9,0,9,0,9	2,1,0,0,9,0,9,0,9,0,9			
5	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,2,1,2,1,2,1,2,1,2,1	0,2,1,2,1,2,1,2,1,2,1	2,1,0,2,1,0,2,1,0			
6	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,2,1,0,2,1,0,2,1	0,2,1,0,2,1,0,2,1	2,1,2,1,2,1,2,1,0,0			
7	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,2,1,0,2,1,0,2,1	0,2,1,0,2,1,0,2,1	2,1,2,1,2,1,2,1,2,1,0			
8	0,0,9,0,9,2,1,0,9,0,9	0,9,0,9,2,1,0,9,0,9,0	0,2,1,0,0,0,2,1	0,2,1,0,0,0,2,1	2,1,2,1,0,9,2,1,2,1,0			
9	0,1,5,1,5,1,5,1,5,1,5	1,5,1,5,1,5,1,5,1,5,0	0,1,5,1,5,1,5,2,1	0,1,5,1,5,1,5,2,1	1,5,1,5,1,5,1,5,0,0			
10	0,1,5,1,5,1,5,0,1,5	1,5,1,5,1,5,1,5,1,5,0	0,1,5,1,5,2,1,2,1	0,1,5,1,5,2,1,2,1	1,5,1,5,0,0,0,0,0			
11	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,2,1,0,2,1,0,2,1	0,2,1,0,2,1,0,2,1	2,1,2,1,2,1,2,1,0,0			
12	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,2,1,2,1,2,1,2,1	0,2,1,2,1,2,1,2,1	2,1,0,2,1,0,2,1,0			
13	0,0,9,0,0,9,0,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,2,1,0,2,1,2,1	0,2,1,0,2,1,2,1	2,1,2,1,2,1,2,1,3,1,0			
14	0,0,9,0,0,9,0,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,2,1,0,2,1,0,2,1	0,2,1,0,2,1,0,2,1	2,1,2,1,2,1,2,1,2,1,0			
15	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0,9	0,0,9,0,9,0,9,0,9,0,9	0,9,0,9,0,9,0,9,0,9,0			
16	0,1,5,1,5,2,1,1,5,1,5	1,5,1,5,2,1,1,5,1,5,0	0,1,5,1,5,0,1,5,1,5	0,1,5,1,5,0,1,5,1,5	1,5,1,5,0,1,5,1,5,0			
17	0,1,5,1,5,2,1,1,5,1,5	1,5,1,5,2,1,1,5,1,5,0	0,1,5,1,5,2,1,1,5,1,5	0,1,5,1,5,2,1,1,5,1,5	1,5,1,5,0,1,5,1,5,0			

Con la información anterior, se halla para todos los módulos, el promedio de reducción de altura libre de las columnas en cada eje, para los dos sentidos y se lo expresa como porcentaje de la altura libre total.

Los porcentajes obtenidos relacionados con el grado de daño se presentan en el cuadro siguiente y se los ha graficado en la figura 15, allí los extremos de las líneas verticales y los puntos representan el promedio de reducción de altura libre de las columnas, en los pórticos secundarios paralelos de cada módulo.

PROMEDIO DE REDUCCION DE ALTURA LIBRE DE LAS COLUMNAS

MODULO	DAÑO	E J E A		E J E B	
		SENTIDO 1 (%)	SENTIDO 2 (%)	SENTIDO 1 (%)	SENTIDO 2 (%)
1	1	24	30	20	32
2	1	38	38	18	18
3	2	32	38	32	38
4	2	38	32	38	32
5	3	30	30	70	42
6	3	30	30	42	56
7	3	30	30	42	70
8	3	38	38	28	62
9	2	50	50	54	40
10	2	40	50	62	20
11	3	30	30	42	56
12	3	30	30	70	42
13	3	24	30	56	70
14	3	18	30	42	70
15	1	30	30	30	24
16	2	54	54	40	40
17	2	54	54	54	40

La influencia de la tabiquería de ladrillo en la dirección de los pórticos de menor rigidez es estudiada de acuerdo con la densidad de muros, es decir el área horizontal de los muros paralelos a la dirección de la fuerza sísmica considerada, expresada como porcentaje del área total techada.

En el cuadro siguiente se presenta la densidad de muros relacionada con los daños, y se los ha graficado en la figura 16.

DENSIDAD DE MUROS EN LOS MODULOS

MODULO	DAÑO	SENTIDO 1 (%)	SENTIDO 2 (%)
1	1	2.415	2.415
2	1	1.990	1.990
3	2	1.191	1.191
4	2	1.254	1.254
5	3	1.263	1.263
6	3	1.198	1.068
7	3	1.263	1.263
8	3	1.375	1.431
9	2	1.384	1.254
10	2	1.719	1.329
11	3	1.068	1.198
12	3	1.263	1.263
13	3	1.301	1.301
14	3	1.208	1.208
15	1	0.808	0.808
16	2	1.812	1.812
17	2	1.538	1.538



#### 5.4 NIVELES DE ACELERACION ESPECTRAL Y PERIODOS ELASTICOS.

Para determinar los niveles de aceleración espectral a los que han estado sometidas las estructuras de los módulos aula en el CEB, estos son analizados de acuerdo al método descrito en la sección 4.1.

##### ANALISIS PARA FUERZAS VERTICALES.

Carga muerta, se obtiene el metrado.

Carga viva, se considera 400 kg/m<sup>2</sup>, pero se toma el 25% por ser azotea.

Carga sísmica, se toma el 20% de la carga muerta y viva.

El peso total de la estructura es 196 T.

De la figura 14 se analiza los ejes A y B cuyos elementos numerados están indicados en la figura 17.

EJE A. Carga distribuída = 4.39 T./m.

ELEMENTO	MOMENTO EN LOS		FUERZA CORTANTE EN		FUERZA AXIAL
	NUDOS		LOS NUDOS		
	(T.m.)		(T)		(T)
0-1	0	0.79	0	-2.63	-
1-2	-3.12	5.34	7.28	-8.52	-
2-3	-4.98	4.65	7.99	-7.81	-
3-4	-4.71	4.71	7.90	-7.90	-
1-8	2.32	1.16	-1.39	-1.39	9.91
2-9	-0.35	-0.17	0.21	0.21	16.51
3-10	0.05	0.02	-0.03	-0.03	15.71

EJE B. Carga distribuída = 5.07 T./m.

ELEMENTO	MOMENTO EN LOS NUDOS (T.m.)		FUERZA CORTANTE EN LOS NUDOS (T.)		FUERZA AXIAL (T.)
0-1	0	0.912	0	-3.04	-
1-2	-3.60	6.17	8.41	-9.84	-
2-3	-5.75	5.37	9.23	-9.02	-
3-4	-5.45	5.45	9.12	-9.12	-
1-8	2.68	1.34	-1.61	-1.61	11.45
2-9	-0.40	-0.20	0.24	0.24	19.07
3-10	0.06	0.03	-0.04	-0.04	18.14

#### ANALISIS PARA FUERZAS HORIZONTALES.

De acuerdo con el acero de refuerzo y la calidad de el concreto se obtiene la resistencia última de las columnas.

$$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2, \quad \gamma = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

EJE A, COLUMNAS DE 4Ø 5/8"		EJE B, COLUMNAS DE 4Ø5/8" + 2Ø 1/2"	
Pu = 16.51 T Mu = 4.400 Tm.		Pu = 19.07 T. Mu = 5.207 Tm.	
1.m.	Qu (T)	Qu (T)	
0.4	22.04	26.04	
1.0	9.81	10.41	
1.6	5.51	6.51	
2.5	3.52	4.17	

Para el reparto elástico de la fuerza sísmica horizontal se toma en cuenta las rigideces de las columnas cortas tal como se indica en la figura 18 y el cuadro de Reducción de altura libre de las columnas presentado en la sección 5.3.

La aceleración en la estructura para el que fallan los elementos críticos de cada módulo y los períodos elásticos

están en el siguiente cuadro y se los ha graficado en la figura 19.

ACELERACIONES DE ROTURA Y PERIODOS ELASTICOS

MODULO	DAÑO	a (% G)	T (seg.)
1	1	6.78	0.0893
2	1	6.18	0.0860
3	2	9.64	0.0689
4	2	9.59	0.0691
5	3	37.54	0.0382
6	3	25.11	0.0392
7	3	37.54	0.0382
8	3	29.96	0.0428
9	2	27.98	0.0775
10	2	25.47	0.0781
11	3	35.11	0.0393
12	3	37.54	0.0382
13	3	48.14	0.0335
14	3	37.34	0.0383
15	1	26.65	0.1659
16	2	11.10	0.0642
17	2	16.87	0.0543

El período elástico de las estructuras no modificadas es 0.2879 seg. De el cuadro anterior obtenemos los promedios de aceleración y de períodos elásticos, para los módulos con diferente grado de daño, luego se determina los niveles de aceleración espectral, los resultados son:

DAÑO	$\bar{a}$ (% G)	$\bar{T}$ (seg.)	Rd	C (% G)
1	13.20	0.1137	2.28	17.19
2	16.78	0.0687	2.17	20.80
3	37.29	0.0385	2.10	44.74

Donde:

$\bar{a}$  es la aceleración de rotura promedio para los módulos con diferente daño.

$\bar{T}$  es el período elástico promedio de las estructuras con diferente daño.

$R_d$  es el factor de ductilidad e igual a  $2 + 2.5T$ , cuando  $T$  varía de 0 a 0.4 seg.

$S$  es el factor de suelo de acuerdo con los aspectos sísmicos del sitio vistos en la sección 5.2 igual a 1.4.

$F_a$  es el factor de seguridad mínimo en condiciones de diseño e igual a 1.25.

$C$  es el nivel de aceleración espectral calculado según:

$$C = \frac{\bar{a} \times R_d}{S \times F_a}$$

## 5.5 CONCLUSIONES.

- Los elementos no estructurales modifican la estructura, al reducir la altura libre de las columnas, en promedio 28%, 43% y 42% para los daños 1,2 y 3 respectivamente.
- La diferencia de daños se aclara más, si se tiene en cuenta la variación de reducción de altura libre entre los pórticos paralelos que ha sido de 8%, 5%, y 23% para los daños 1,2 y 3 respectivamente, esto nos indica que el efecto torsionante incrementó el daño.
- La influencia de la tabiquería de ladrillo al tomar parte de la fuerza sísmica, se ve en la densidad de muros que ha sido de 1.74%, 1.44% y 1.25% para los daños 1,2 y 3 respectivamente.
- En Hunter, las estructuras con los períodos naturales más bajos fueron dañadas durante el sismo del 16-02-79, de magnitud  $M_b = 6.2$  a 120 km. del epicentro. Y los niveles de aceleración espectral en dichas estructuras han sido 12% ma

yores que el máximo valor del coeficiente sísmico igual a 0.40G indicado por el Reglamento Nacional de Construcciones.

- Debe reconocerse el comportamiento elastoplástico de las estructuras dañadas por lo que los períodos elásticos al incrementarse durante el movimiento sísmico llevaron a la estructura a respuestas espectrales de menor orden, o a la que se conoce como "falla segura".
- El lugar vibró con frecuencias altas y por ello afectó en mayor grado a las estructuras de menor período.
- La cimentación cuidadosa y arriostrada evito posibles fallas en el suelo, sin embargo la amplificación del movimiento merece estudio especial.

## C A P Í T U L O VI

### DAÑOS EN OTRAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

El grado de peligro sísmico local y regional también se manifiesta a través de los daños en obras de ingeniería civil que no son edificios o viviendas convencionales pero que constituyen infraestructura básica para los asentamientos humanos de la región. El transporte, la energía, la agricultura y la seguridad están relacionadas con obras de ingeniería civil que también son afectadas por los sismos.

En este capítulo se trata sobre los daños en estas estructuras causados por el sismo del 16 de Febrero de 1979 y algunas consideraciones para su diseño.

#### 6.1 PUENTES.

Entrando al valle de Majes el puente metálico de Punta Colorada sufrió algunos daños en los apoyos, la interrupción de la vía impidió la salida de productos agropecuarios perecibles.

En la carretera Panamericana, el apoyo fijo en uno de los tramos del puente metálico sobre el río Camaná se dañó, algo similar paso en el puente sobre el río Ocoña.

Desde el punto de vista de la respuesta sísmica los puentes tienen ciertas características en común, siendo la más saliente que sus apoyos tienden a sufrir movimientos diferenciales durante los sismos, esto se debe a la distancia entre los apoyos y en parte a diferencias en las características geológicas y topográficas en los apoyos y en las zonas que los rodean, aún en luces cortas los estribos tienden a moverse diferencialmente. Según los tipos de puentes ameritan especial atención diversos aspectos de su comportamiento. Así los puentes simplemente apoyados pueden fallar por la pérdida de sus apoyos, a menos que sus detalles correspondientes se diseñen con cuidado para que no se presente el fenómeno. Es probable que los desplazamientos relativos entre pilas independientes lleguen a ser de varios centímetros, o aún decímetros. La inclinación de las pilas puede tender a aumentar la perturbación sísmica en la cubierta y el desplazamiento relativo entre los apoyos de la cubierta.

Una causa más importante de los desplazamientos relativos son los deslizamientos en las fallas geológicas. Estos pueden ocurrir con suficiente frecuencia como para merecer consideración en el diseño de puentes conforme se construyen más puentes en zonas sísmicamente activas, ya que es posible que estas estructuras se erijan sobre fallas importantes.

Durante un solo sismo de grandes proporciones el deslizamiento en una falla puede ser importante, sin embargo los deslizamientos ocurren en algunas fallas activas aún en ausencia de temblores. Aún cuando un puente no cruce una falla potencialmente activa, es impráctico construir estos apoyos tan largos y anchos que las luces apoyadas con libertad no se desprenden de las pilas durante un sismo intenso. En consecuencia importa limitar los movimientos relativos en los extremos superiores de las pilas añadiendo salientes o placas de tope que permitan que ocurra deslizamiento en los apoyos del puente solo para cubrir variaciones en longitud debidas a cambio

de temperatura, sin embargo no siempre podrá adoptarse esta solución.

Los puentes pueden colapsar por fallas en la cimentación de las pilas, esto se asocia a la socavación y a la licuación del suelo, en el diseño se debe cuidar de que este fenómeno sea suficientemente improbable y considerar los efectos dinámicos del agua que rodea las pilas.

Los puentes colgantes presentan problemas propios. Algunos se deben a que su período fundamental de vibración es muy largo, en consecuencia el amortiguamiento que es pequeño en estas estructuras resulta prácticamente ineficaz para reducir sus respuestas, de manera que sus deflexiones son grandes en comparación con otras obras de ingeniería civil, por lo que deben ser diseñados para que resistan tamblores moderados. Otra consecuencia de lo largo del período fundamental es que la experiencia derivada del comportamiento de otras estructuras no puede extrapolarse directamente al diseño de estos puentes, por lo que estas estructuras deben diseñarse con criterios conservadores.

La segunda causa de que haya problemas especiales en los puentes colgantes se encuentra en que su comportamiento se aparta bastante del lineal, aún en el rango elástico, la situación proviene de los cambios de geometría durante la vibración.

Finalmente, los puentes colgantes son difíciles de analizar dinámicamente porque poseen gran número de modos significativos naturales de vibración.

## **6.2 CAMINOS Y ESTRUCTURAS DE CONTENCION.**

Las carreteras se interrumpieron en varios tramos debido a derrumbes quedando aislados por varios días vehículos-



tanto en la carretera Panamericana Sur entre Camaná y Atico como en los caminos de penetración de Aplao a Chuquibamba-Pampacolca y Aplao Tipan Pampacolca, entre otros. También se fracturaron los pavimentos en la carretera Panamericana debido a la presencia de fallas geológicas como en la Quebrada del Toro, allí las grietas en el talud correspondían a las que se producen antes de los deslizamientos. Entre Atico y Ocoña, la falla de rellenos y muros de contención sobre rocas de perfiles casi verticales produjo el angostamiento de la vía.

En Arequipa Metropolitana los viejos puentes Grau y Bolognesi sobre el río Chili también sufrieron los efectos del sismo. Los muros de contención de piedra sillar paralelos al eje del puente cedieron algo como consecuencia se agrieto la superficie rodante que es empedrada, las grietas se produjeron en el tramo construido posteriormente al ejecutar el cruce a desnivel.

A raíz de un sismo podemos encontrar un muro de contención en la condición que tenía antes de comenzar el movimiento o podemos encontrarlo inclinado, deslizado o comprometido en una falla parcial a lo largo de una superficie profunda de deslizamiento.

Al analizar las posibilidades debemos usar las propiedades del suelo afectados por vibración, en la sección 3.4 se da información para estimar estas propiedades en suelos no cohesivos secos y parcialmente saturados que son los que predominan en el área afectada. Sin embargo se debe añadir (según Bustamante, 1965) que el comportamiento de suelos no cohesivos en taludes sujetos a vibración está condicionado, en gran parte por la trabazón de los granos. Merced a este fenómeno pueden construirse taludes más inclinados que el ángulo de reposo del suelo. El talud resiste inclusive aceleraciones horizontales apreciables. Falla en condiciones estáticas alcanzando su ángulo de reposo si se lo perturba localmente.

En otras palabras el suelo está en cierta manera en un estado de equilibrio inestable que se destruye cuando inducimos una falla local, lo que afecta entonces a todo el talud. Esta condición de equilibrio inestable puede obtenerse en condiciones estáticas hasta ángulos de talud iguales al de fricción interna. Bajo vibraciones transitorias se conserva la misma condición hasta que las aceleraciones horizontales tales que:

$$\operatorname{tg} \theta + \frac{A}{g} < \operatorname{tg} \emptyset$$

Donde:

$\theta$  es el ángulo del talud

A es la aceleración del suelo

g es la aceleración de la gravedad

$\emptyset$  es el ángulo de fricción interna

En estas pruebas no se ha observado efecto apreciable de la perturbación dinámica en el ángulo de fricción interna, es igual al estático.

Los conceptos anteriores pueden ser aplicados para determinar el equilibrio sísmico de los taludes en las torreteras de Arequipa, o en los caminos donde se han realizado cortes, rellenos y muros de contención, como en el tramo Cerro de Arena de la Panamericana Sur.

De las consideraciones expuestas se tiene que si la aceleración máxima del terreno es insuficiente para causar deformaciones inelásticas, el muro de contención no ha sido afectado por el sismo en cuestión. Si la aceleración máxima del terreno excede a este valor el sistema cederá según uno de los mecanismos anotados. Es importante recordar que en todos los muros de contención el efecto de los sismos sucesivos son aditivos.

### 6.3 PENDULOS INVERTIDOS, TORRES, CHIMENEAS.

En Arequipa el tanque de agua elevado ubicados en el Hospital N°1 del Seguro Social del Perú y otro en el distrito de Miraflores sufrieron agrietamientos en las vigas de amarre. También en el ingreso al Hospital del Empleado algunas estructuras tipo pendulo invertido se fisuraron en la parte alta de las columnas.

Las estructuras tipo pendulo invertido se caracterizan por tener su masa concentrada principalmente en la parte superior, basta la formación de una articulación plástica en una columna para producir el colapso, la influencia de las fuerzas gravitacionales es decisiva en cuanto a que disminuye la capacidad para soportar fuerzas laterales. Cuando estas estructuras descansan en terreno blando, el fenómeno de interacción dinámica suelo estructura juega un papel dominante a menos que los cimientos tengan una rigidez y una resistencia excepcionales y se extienden bastante más allá de la base de cada columna o bien conecten estas bases entre sí.

En algunos casos los momentos flexionantes en los extremos superiores de las columnas ameritan atención especial. Los momentos de esta naturaleza inducidos por los sismos gobiernan, en gran medida, el diseño, tanto de la columna como de la losa o cascarón de cubierta. En este tipo de estructuras la asimetría en la distribución de la masa introduce momentos flexionantes adicionales en la parte superior de las columnas, momentos torsionantes son originados por la componente de rotación del movimiento del terreno con relación a un eje vertical.

Las estructuras tipo pendulo invertido tienen dos problemas especiales los momentos flexionantes horizontales y la torsión con respecto a un eje horizontal en el sistema del techo, ambos debido a las fuerzas de inercia horizontales.

La característica sobresaliente del comportamiento sísmico de los tanques elevados de agua se refiere a que el líquido disipa una cantidad insignificante de energía durante la vibración, la masa de agua prácticamente no disipa energía y la estructura debe diseñarse para toda la energía que le comunica el sismo. Por las razones anteriores el diseño de estas estructuras debe hacerse con criterios sumamente conservadores.

Las estructuras tipo torres o chimeneas difieren de los péndulos invertidos en que gran parte de su masa está distribuída a lo largo de su altura y difieren de los edificios en que predominan las deformaciones por flexión del conjunto.

Para el diseño de estas estructuras se debe tener presente que las cortantes basadas son finitas por las siguientes razones: Los espectros de aceleración no tienen ordenadas que tiendan a infinito con la frecuencia natural, las estructuras siempre están amortiguadas, no están estrictamente empujadas y las deformaciones por fuerza cortante y la inercia rotacional tienden a reducir la contribución de los modos superiores. Las fuerzas gravitacionales afectarán significativamente las vibraciones sólo en el modo fundamental o quizá en los primeros modos naturales, sin embargo se debe señalar la importancia de tomar en cuenta los armónicos muy altos especialmente cuando el período fundamental es largo.

En chimeneas muy esbeltas, los efectos de la gravedad son importantes, pueden incorporarse de manera aproximada mediante un procedimiento de aproximaciones sucesivas, considerando que la rotación en la base y el comportamiento no lineal del material aumentarían las deformaciones por encima de los valores que arrojan los análisis lineales elementales. El efecto del comportamiento no lineal en estas estructuras no es muy significativo. Los factores de ductilidad elevados son

poco probables en chimeneas. Aún factores de ductilidad moderados si se asocian al comportamiento inelástico de la chimenea misma, hacen aparecer grietas visibles en las chimeneas de mampostería o concreto reforzado. En las chimeneas delgadas de acero producen dobleces locales perjudiciales. Como no se obtiene mucha ventaja de la ductilidad deberán adoptarse aceleraciones de diseño extremadamente elevadas. La absorción de energía por fluencia de pernos de anclaje ofrece un medio de utilizar la ductilidad sin perjudicar la apariencia de la chimenea, pero hay que detallar en forma muy especial; de otra manera, el cambiar los pernos alargados puede requerir reparaciones importantes en el cimiento.

Como en el caso de los péndulos invertidos, las estructuras del tipo de las chimeneas son especialmente vulnerables a los temblores, la falla de una sección produce el colapso, esto cuando el diseño sísmico es insuficiente, o no se lo hace. Las torres cuya estructura consiste de marcos - se comportan como edificios y pueden analizarse acordemente.

Las torres con contravientos cruzados son especialmente vulnerables a los sismos. Estas estructuras presentan problemas de torsión accidental debidos principalmente a la cedencia asimétrica de los contravientos.

#### **6.4 TUNELES, TUBERIAS, ESTRUCTURAS HIDRAULICAS.**

Según reportes de Macon, consorcio que esta construyendo el proyecto Majes, los daños en las obras en general incluyendo los largos túneles han sido menores, según otras fuentes los canales han sufrido algunas grietas.

En Camaná en la bocatoma de Pucchun, los muros de contención se inclinaron, también hubo movimiento relativo de los muros separados por una junta, el filtro impermeabilizante de la junta quedo roto. La vía que pasa al lado del

canal se agrietó y se produjeron algunos desplomes.

La Planta de Tratamiento de Agua de la Tomilla en Arequipa, bajó su volumen al registrarse derrumbes en el canal que la alimenta. En Tiabaya la tubería matriz que sale del reservorio principal se rompió, privando del líquido elemento a ese distrito y a la urbanización Jorge Chávez.

El diseño sísmico de túneles y tubos puede dividirse en cuatro grupos de problemas:

1. Esfuerzos transversales, en cuyo cálculo puede tratarse la estructura, aproximadamente como un anillo cerrado.
2. Flexión y fuerzas cortantes en el túnel considerado como viga.
3. Tensión axial y compresión
4. Cuestiones relativas a las conexiones del túnel con otros túneles, con lumbreras y con obras accesorias.

Los esfuerzos transversales por sismo rara vez rigen el diseño. Quizá la excepción pueden ser los túneles muy rígidos en la dirección longitudinal en relación con el terreno que los rodea. Si pueden estimarse los esfuerzos laterales de contacto, el análisis estático del túnel considerado como anillo probablemente baste para fines de diseño.

Puede estimarse la curvatura de un tubo muy flexible bajo la hipótesis de que la estructura no ofrece restricción al movimiento del suelo. Sobre esa base la curvatura máxima producida por una onda de cortante que viaja en la dirección del eje del tubo puede escribirse como:

$$\max_t \left| \frac{d^2 x}{d x_1^2} \right| = \frac{a}{V_s^2}$$

Donde:

$x_1$  es la coordenada a lo largo del eje del tubo

$x_2$  el desplazamiento del terreno perpendicular a  $x_1$

$a_2$  es el  $\max_t |\ddot{X}_2|$

Vs la velocidad de las ondas de cortante en la dirección  $x_1$

En términos generales el diseño de tubos en apoyos rígidos colocados a intervalos frecuentes es semejante al de los túneles con obvias modificaciones. Si los apoyos están relativamente espaciados, el análisis debe ser de un sistema cuyos apoyos están sujetos a vibraciones diferentes.

Cuando un líquido corre por un tubo o tunel, su interacción con la estructura en vibración introduce una particularidad que aparentemente no se ha investigado.

Los deslizamientos producidos en fallas geológicas a las que atraviesan los tubos pueden ser mucho más importantes que las que hemos tratado, hasta donde se conoce no se han desarrollado criterios de diseño que cubran estas condiciones.

Donde las deformaciones del suelo son tan grandes que causen deformaciones permanentes apreciables, puede esperarse que se produzcan daños severos a las instalaciones, a menos que estén especialmente proyectadas para resistirlos, las causas de las fallas pueden incluir tensión axial, compresión y flexión.

Cuando los tanques se apoyan directamente sobre el terreno, las formas de falla corresponden los daños materiales y el chapoteo excesivo originados por las presiones hidrodinámicas y la amplitud del chapoteo durante los sismos.

El diseño sísmico de las estructuras hidráulicas

presenta muchos problemas especiales e interesantes que ameritan atención:

1. En los canales existe la posibilidad de fallas en la plantilla y de licuación del suelo, esta última puede causar agrietamiento del revestimiento y en consecuencia tubificación. Los túneles de desvío son especialmente vulnerables a diferencias de los movimientos de la roca fracturada.
2. En las estructuras sumergidas como en las obras de toma se presentan problemas de análisis, se debe considerar la masa virtual que vibra con la estructura.
3. En todas las estructuras de concreto deberá tomarse en cuenta la posibilidad de agrietamiento. Si sus consecuencias pueden ser serias, conviene diseñar de manera que se evite los grandes agrietamientos permitiendo que sólo tenga verificativo una fracción pequeña de la acción no lineal.
4. En el diseño de casi todas las presas las dificultades de análisis son tan grandes, las consecuencias de fallas tan desastrosas y el costo de cambiar apreciablemente las probabilidades de fallas son de magnitud tan elevada que se justifican casi siempre los estudios analíticos refinados y de modelos.
5. La posibilidad de fallas de talud en el vaso, que crean tsunamis de agua dulce, es inherente a muchas presas. Las consecuencias suelen ser catastróficas. Sin embargo todavía no se han desarrollado satisfactoriamente técnicas para predecir el suceso, calcular las características y modificar las probabilidades de su ocurrencia.

La estabilidad de las cortinas de contrafuertes es especialmente sensible a la combinación de las componentes horizontales del movimiento del terreno. Las aceleraciones



perpendiculares al eje del río pondrán en peligro la estabilidad de los contrafuertes en un grado que depende de la compresión a la que están sujetos como consecuencia de las fuerzas gravitacionales, hidrostáticas e hidrodinámicas, estas últimas debidas esencialmente al movimimimiento del terreno en dirección de la corriente del río.

En el análisis de las cortinas de arco tenemos que afrontar las complicaciones implícitas en el cálculo de las presiones hidrodinámicas bajo condiciones que deben idealizarse como tridimensionales. El movimiento del terreno transversalmente al eje de la corriente, las diferencias en los movimientos entre los arranques y la posibilidad de colapso hacia aguas arriba también requieren un tratamiento especial.

Tanto en las cortinas de contrafuertes como en las de arco la presencia de juntas de contracción hace que el comportamiento dinámico difiera mucho del correspondiente a estructuras monolíticas.

Las presas de tierra y de enrocamiento presentan muchos aspectos propios. Las cuestiones sobresalientes son:

1. La posibilidad de licuación del suelo y otras formas de falla de la cimentación.
2. El peligro de fractura o agrietamiento frágiles de los materiales tixotrópicos, seguido de tubificación en gran escala. El núcleo de las presas de relleno hidráulico es el más propenso a sufrir esta clase de falla. Este tipo de construcción prácticamente se ha abandonado por esta misma razón, pero no todas las pressas modernas están exentas de tal peligro. El saber que puede presentarse conduce a una selección cuidadosa del material del núcleo, a veces a un costo elevado.
3. El que las deformaciones en el rango de comportamiento li

neal del material son casi despreciables al lado de las producidas por deslizamientos incipientes y por los cambios de volumen debidos a la fractura de la roca en los puntos de contacto con los granos. Este último es más relevante para las presas de enrocamiento. Por tanto, los métodos de análisis aplicables se apartan de los que ya se aceptan para otras estructuras. Aún resta desarrollar métodos adecuados para predecir los cambios volumétricos debidos a la rotura de las rocas. La transferencia de esfuerzos efectivos a presión en el agua intersticial debidos a dichos cambios de volumen y la disminución consecuente de la resistencia ante fuerzas cortantes son también cuestiones prácticamente inexploradas pero de gran importancia para la estabilidad de las presas de enrocamiento. Esto es en realidad, cierto de las presiones de poro sísmicas hidrodinámicas en general y de sus efectos sobre la estabilidad de todas las presas de tierra, grava y enrocamiento.

4. El proceso de falla. Supongamos que se ha tomado medidas para que sean despreciables las probabilidades de falla por rotura frágil del núcleo, por licuación del suelo y por tubificación, y reservamos para un tratamiento por separado los tsunamis de agua dulce. Prácticamente, el único tipo de falla que queda y que amerita consideración es la pérdida del borde libre por disminución de altura de la cresta debida a una serie de pequeños deslizamientos y a la reducción de volumen de los materiales de grano grueso.

La pérdida del bordo libre puede tener relativamente poca importancia si el agua no rebasa la cresta durante el sismo en cuestión, ya que puede presentarse la oportunidad de hacer reparaciones y restaurar el nivel original de la cresta antes que se produzca otro temblor. Si se produce el desbordamiento, las consecuencias pueden o no ser serias, dependiendo de lo bien protegido que esté el

paramento seco de la cortina contra la erosión y de la posibilidad de que se inunden poblaciones aguas abajo.

5. La naturaleza tridimensional del problema, que caracteriza a muchas presas de tierra y de enrocamiento. Esto introduce complicaciones que quedan fuera de las posibilidades de los métodos actuales de análisis de estabilidad cuando se reconoce el comportamiento no lineal. También sobrepasa las posibilidades del equipo usual para ensayo de modelos.
6. Las grandes dimensiones de la interfase entre una cortina de grandes proporciones y su cimentación. El reconocimiento de las diferencias de movimientos de los contrafuertes; aún las dimensiones a la interfase paralelamente al eje del río son tan grandes que las ondas sísmicas que puedan tener un efecto significativo en el comportamiento de la cortina llegan a los linderos de la interfase en instantes muy diferentes. Es menester, además, superar las dificultades que involucran los estudios analíticos y los ensayos de modelos para incorporar esta característica.
7. La masa de las grandes presas de tierra y de enrocamiento es tal que afecta en forma importante al movimiento de su cimentación.
8. La gran erogación que se requiere para reducir significativamente la probabilidad de falla. En consecuencia parecen justificarse factores de seguridad pequeños para estas estructuras, cuya falla acarrea pérdidas de proporciones impresionantes y cuyo comportamiento sísmico es enormemente incierto. El caso exige extensos estudios analíticos y en modelos, combinados con métodos de construcción excepcionalmente cuidadosos y un gran esfuerzo en la investigación, en la que el registro de las respuestas sísmicas del prototipo debe jugar un papel principal.

## C A P I T U L O   V I I

### RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

#### 7.1 SOBRE LAS CARACTERISTICAS Y EL COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO EN AREQUIPA.

El resultado al que se llega al evaluar una muestra de 50 edificios compuesta de:

- 16% de 1 a 3 pisos.
- 55% de 4 a 5 pisos
- 29% de 6 a 12 pisos.

Es en cuanto a las características de la estructuración:

- 29% tienen sólo pórticos de columnas y vigas.
- 22% son de pórticos y muros portantes de ladrillos.
- 49% constan de pórticos y placas.
- 33% tienen tanques elevados, ascensores y sótanos.
- 80% tienen tabiquería de ladrillo no estructural.

Es en cuanto a los daños:

- A. De el total de edificios:
  - 22% tienen grietas, fallas y fisuras en las columnas.

8% sólo tienen fisuras en las columnas o nudos.  
 24% han impactado en diferente grado con edificios o blocks vecinos.

B. De los edificios con pórticos y muros portantes:

64% de éstos tienen los muros fisurados.

C. De los edificios con pórticos y placas:

13% de éstos tienen fisuras en las placas.

D. De los edificios con tabiquería de ladrillo no estructural:

50% tienen grietas y fisuras en los tabiques.

36% tienen solamente fisuras.

Es en cuanto a la causa de los daños:

A. De el 22% de edificios con columnas falladas o agrietadas:

10% se debe a columnas cortas.

6% formas inadecuadas de la estructura produjeron concentración de esfuerzos.

2% torsión por excentricidades causadas por elementos no estructurales.

2% se debe a la deficiente rigidez torsional de la estructura.

2% por amplificación estructural.

B. Los daños en los muros portantes de ladrillo se han producido al no resistir las fuerzas cortantes transmitidas por los marcos de concreto, que se manifiestan en las grietas diagonales por tracción cuando hay buena adherencia entre los ladrillos y los marcos de concreto, y cuando no, se producen las grietas horizontales por corte entre el marco y la pared, produciéndose también

las grietas diagonales.

- C. Las fisuras en las placas de los edificios se han producido generalmente en las juntas de vaciado de concreto debido a la fuerza cortante.
- D. Los daños en la tabiquería de ladrillo no estructural - se debe principalmente al no funcionamiento de las juntas entre los tabiques y la estructura, el mortero interpuesto como tapajunta no se aplasta y los tabiques quedan sometidos a esfuerzos que los agrieta, en forma horizontal o diagonal por corte o tracción.

## **7.2 RESPECTO A LOS ASPECTOS DE AMPLIFICACION DEL SUELO A LOS MOVIMIENTOS SISMICOS.**

En Arequipa como resultado de las excavaciones realizadas adyacentes a los edificios dañados y ampliamente confirmado por los estudios de suelos realizados por A. Carrillo, A. Delgado Lira, P. Orihuela se trata de suelos no cohesivos, desde arenas limosas que en algunos casos son muy ligeros por su origen volcánico eruptivo hasta arenas con gravas que empacan balones, las humedades son bajas cuando no hay infiltraciones. Como el comportamiento mecánico de los suelos granulares, es decir su resistencia al esfuerzo cortante y su capacidad de deformación, depende de la densidad relativa, y de acuerdo a los trabajos de Barkan sobre el comportamiento dinámico en suelos no cohesivos con gravas de tamaño medio, de resistencia suficiente a esfuerzos pequeños para que la rotura de los granos no afecte su comportamiento se llega a la conclusión que para los suelos secos no cohesivos con relaciones de vacíos máximas menores o iguales dos veces la relación de vacíos mínima para aceleraciones de 20% y 50% la aceleración de la gravedad no se producirán asentamientos por compactación para densidades relativas mayores de 14% y 31% respectivamente que corresponden

a 10 y 30 golpes del ensayo de penetración estandar.

Además se debe tener presente que para presiones confinantes elevadas se necesita mayores aceleraciones vibratorias para iniciar la compactación que en caso de producirse será mayor.

De acuerdo a lo anterior cuando se descarta la posibilidad de compactación del suelo por vibración, las diferentes intensidades sísmicas registradas por estructuras semejantes se las puede asociar a la amplificación del movimiento por el filtrado del sismo a través de suelos estratificados con propiedades mecánicas diferentes y de espesores muy variables en el caso de los suelos erráticos de Arequipa, se sabe que las ondas de corte horizontales sufrirán reflexión y refracción en su viaje vertical a través de los estratos y la amplificación se produce para ciertos períodos del suelo especialmente en suelos blandos.

En Arequipa hay potentes estratos de suelos con diferente origen que conviene sean caracterizados en cuanto a factores de amplificación dinámica, una forma más adecuada es registrando movimientos en diferentes suelos y a profundidades convenientes para que la variabilidad de los estratos muy superficiales no deformen el registro. A través de esos resultados se podrá incorporar también algunos aspectos de amplificación por reflexión y refracción de ondas en las interfases geológicas y del relieve topográfico.

En el cuadro siguiente se presenta algunos casos en que la topografía ha causado amplificación del movimiento en suelos con densidades relativas altas, como en el mercado Alto Selva Alegre o el CEB - AI8 Hunter donde además es un área de contacto geológico con suelos muy especiales.

En suelos arenosos de origen errático con densidades relativas bajas o medias se ha producido amplificación

del movimiento, como en el Edificio Nicholson, la Facultad de Arquitectura, la Esep Pedro P. Diaz y la Facultad de Medicina, donde los niveles de sacudimiento han sido altos.

En suelos areno gravosos de origen errático con densidades relativas medias y altas como en el Hospital del Empleado, La Mutual Arequipa, el Hospital Presidente y el Mercado Manuel Prado, la amplificación ha sido menor y en las estructuras los daños están aislados.

En el Edificio Cayma se trata de arenas limosas algo ligeras de origen tufacco, con densidades relativas medias y altas, que merecen consideración especial por tratarse de estratos homogéneos y en algunos casos con napa freática no muy profunda, como en el Distrito Cerro Colorado, la amplificación en estos suelos no ha sido muy alta a juzgar por los daños.



ASPECTOS DE AMPLIFICACION DEL SUELO EN ALGUNAS ESTRUCTURAS

ESTRUCTURA	MSK Daño	gr/cm <sup>3</sup> Densidad Natural	% Densidad Relativa	% Humedad	SUCS Suelo	Area de Contacto Geológico	Superficie Topográfica
1 Mercado en Alto Selva Alegre.	3	1.79	87	4.3	SP-SM	No	Pronunciada
2 Edificio Cayma	1-2	1.27 1.58	59 98	12	SM	No	Moderada
3 Hospital del Empleado.	1-3		50 80		SP-GP	No	Leve
4 Mutua Arequipa	2-3	1.95 2.00	80-90 92-98		SP-GP GW-SP	No	Leve
5 Edificio Nicholson UNSA	3	1.59	13	3.1	SW-SM	No	Moderada
6 Facultad de Arquitectura, UNSA	3	1.85	58	5.1	SP	No	Leve
7 Mercado Manuel Prado.	1-2	1.81	58	3.8	SM	No	Leve
8 Esep Pedro P. Diaz.	2-3	1.51	11	4.1	SM	No	Leve
9 Hotel Presidente	1-3		50 80		SP SM-GP	No	Leve
10 CEB - A18 Hunter	1-3	1.32	89	14	SW-SM	Si	Pronunciada
11 Facultad de Medicina, UNSA.	1-2	1.66	20	7.7	SP-SM	No	Leve

### 7.3 SOBRE REPARACION DE EDIFICIOS.

Para los edificios de la sección 5.2 se da referencia a la forma como se está reparando las estructuras dañadas, en esos casos los remedios han saltado a la vista debido a que de los análisis rápidos se ha descubierto que las mayores debilidades de las estructuras eran congruentes al menos cualitativamente con el tipo de daño observado, sin embargo es un reto cuando se decide si se repara una estructura dañada por sismo, si se la refuerza en que extensión y de que manera, si se la demuele en parte o si se la condena.

Para ello se debe estimar primero la capacidad de la estructura para resistir fuerzas gravitacionales y horizontales en las condiciones actuales, luego adoptar una de las alternativas de solución para reforzarla sopesando las consecuencias sociales y económicas de las diferentes alternativas.

Estimar la capacidad estructural es una tarea difícil cuando la estructura está muy agrietada y no concuerda con lo especificado en los planos, debe reconocerse que los elementos estructurales muy dañados pierden apreciablemente su capacidad para absorber energía que desde el punto de vista de la resistencia sísmica es más importante que la capacidad de carga.

Cuando la única información disponible consiste en el tipo general de estructura, la magnitud del daño y la sismicidad regional, al reforzar debe conservarse la solución estructural y sus rigideces relativas, tanto como sea posible, de otra manera introduciendo modificaciones desconocidas puede empeorarse en vez de mejorarse la situación.

Existen técnicas para reparar muros de mamposte--

ría como las mallas de acero aplicadas con mortero, en las vigas se les puede aumentar la sección y el refuerzo, otra forma es mediante pre-esfuerzos longitudinales y transversales con cables alambres y flejes, para las columnas hay procedimientos semejantes.

El estudio de los medios para reforzar una estructura dañada por sismo pone en evidencia muchos defectos aparentemente insignificantes del diseño y de la construcción que de otra manera no se habían notado, y se sufre la tentación de atribuir a estos detalles todo el daño que se ve, sin embargo en la mayoría de los casos se debe realmente a sobreestimaciones o equivocaciones, o a varias fallas de diseño y construcción.

En la mayoría de las estructuras la capacidad, para resistir sismos es casi sinónima de la capacidad para deformarse.

Finalmente, se debe tener en cuenta que en diseño óptimo, es necesario hacer economías iniciales con el sacrificio del costo de falla, además el ingeniero debe estar prevenido contra su tendencia a hacer su diseño muy sobrado del refuerzo de una estructura ya que puede estar influido por la apariencia de un daño serio.

#### **7.4 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Y EN OTRAS OBRAS DE INGENIERIA CIVIL.**

La estructuración de un edificio puede tener dos extremos caracterizados según el comportamiento dinámico del conjunto de elementos utilizados para tal fin, y la conveniencia en la elección puede estar sujeta a muchas consideraciones incluyendo el proyecto arquitectónico.

Las estructuras flexibles que en caso de estar diseñadas adecuadamente pueden disipar suficiente energía sísmica gracias a la ductilidad que se les dé, presentan problemas por las deformaciones excesivas que causan daño a elementos no estructurales como tabiques frágiles o ventanas y vidrios, además puede ser motivo de pánico en algunas personas durante un sismo. Por otro lado, si bien es cierto se recomienda este tipo de estructuras en lugares de terreno firme es posible que períodos de orden superior coincidan con el período dominante del suelo y ser la causa de serios daños.

Las estructuras rígidas no presentan el problema de las deformaciones excesivas, se las recomienda para suelos blandos, la desventaja está en el aspecto económico por su elevado costo. Una solución intermedia puede ser más recomendable sobre todo cuando se prevee una segunda línea de defensa ante sismos destructivos, sin descuidar que el objeto del diseño en ingeniería es maximizar la utilidad que va obtenerse del sistema que se produzca.

Es indudable que la experiencia profesional en el diseño sísmico es muy importante sobre todo cuando se sigue el ritmo de las investigaciones en este campo.

Otro aspecto a cuidar en el diseño de edificios es procurar tener plantas de formas regulares, para ello será necesario en muchos casos utilizar juntas de dilatación, igualmente se busca una distribución simétrica de los elementos resistentes y que el centro de rigideces coincida o esté cerca del de masa. Se debe tener presente que las excentricidades reales son mayores que las calculadas y que el componente rotacional del terreno contribuye a la torsión de la estructura. Una adecuada rigidez torsional se obtiene cuando los elementos resistentes están también presentes en el perímetro de las plantas.

Se debe tener mucho cuidado en cuanto al desplazamiento lateral de la estructura porque puede ser causa de golpe contra estructuras adyacentes de consecuencias variables.

Los desplazamientos relativos se tomarán en consideración al prevenir los daños en elementos no estructurales como muros, revestimientos, vidrios y ventanas e instalaciones, por otra parte los desplazamientos relativos hacen que las fuerzas verticales contribuyan en los momentos de entrepiso. Los momentos de volteo deben ser considerados en la medida que cambien las fuerzas axiales en las columnas.

El diseño del cimiento deberá resistir el efecto combinado de la gravedad y las fuerzas de volteo y se le deberá proteger de la posibilidad de desplazamiento de las zapatas aisladas cuando se trata de suelos no cohesivos, o de que el terreno se agriete en suelos cohesivos.

El diseño de los apoyos en los puentes debe ser detallado porque durante los sismos tienden a sufrir movimientos diferenciales, asimismo, en el diseño de los cimientos de los pilares se debe considerar los efectos dinámicos del agua y materiales que arrastre así como cuidar que la licuación del suelo sea improbable. En el diseño de puentes colgantes se recomienda ser muy conservadores.

Los asentamientos de terraplenes y deslizamientos de taludes durante los sismos deben ser prevenidos, en la construcción de caminos o estructuras de contención.

Así para taludes de suelos secos no cohesivos la tangente del ángulo de reposo del talud debe limitarse a valores menores o iguales que la tangente del ángulo de fricción interna menos la relación de la aceleración en el suelo a la aceleración de la gravedad.

En las estructuras tipo péndulo invertido se debe diseñar conservadoramente, especialmente en las columnas y nudos debido a los altos momentos flexionantes que presentan durante los sismos.

En las estructuras tipo torres o chimeneas se debe considerar el efecto de la gravedad en el caso de ser muy esbeltos, en general el diseño será conservador. En cuanto a túneles y tubos se considerará los esfuerzos transversales, flexión y fuerza cortante, tensión axial y compresión y cuestiones relativas a las conexiones y obras accesorias, y se cuidará de no atravesar fallas geológicas.

En los canales se debe considerar la posibilidad de fallas en la plantilla, licuación del suelo, agrietamientos en el revestimiento y la tubificación consecuente.

En las estructuras sumergidas como obras de toma, se debe considerar en el análisis la masa virtual que vibra con la estructura.

En todas las estructuras de concreto deberá cuidarse la posibilidad de agrietamiento, más aún si las consecuencias pueden ser serias. En el diseño de presas se justifica casi siempre estudios analíticos refinados y de modelos, la posibilidad de fallas en el talud del vaso que crean tsunamis de agua dulce es inherente a muchas presas y sus consecuencias pueden ser catastróficas, por tanto se les debe considerar.

## BIBLIOGRAFIA

1. N.M. NEWMARK, E. ROSEN BLUETH.  
"Fundamentos de Ingeniería Sísmica", 1976.
2. DONALD W. TAYLOR.  
"Fundamentos de la Mecánica de Suelos" 1968.
3. J. KUROIWA, E. DEZA, H. JAEN y J. KOGAN.  
"Microzonation Methods and Techniques used in Perú,"1978.
4. J. KUROIWA, R. MORALES, A. SANCHEZ, E. TEMOCHE, R. YAMASHIRO.  
"Propuesta de Normas Básicas de Diseño Sismo-Resistente y sus Comentarios" UNI, 1976.
5. E. SILGADO.  
"Historia de los Sismos más notables ocurridos en el Perú", 1978.
6. APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL ASSOCIATED WITH STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA.  
"Tentative provisions for the development of seismic regulation for buildings", 1978.
7. BARREDA F.  
"Suelos de Cimentación en Arequipa".Tesis UNSA, 1970.
8. SERVICIO DE GEOLOGIA Y MINERIA.  
"Geología de los cuadrángulos de Arequipa, Characato, Camaná y Aplao", 1970.
9. MINISTERIO DE VIVIENDA Y CONSTRUCCION.  
"Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente", 1977.