

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**“PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL
PARA CONSTRUCCIONES DE DOS PISOS
EN QUINCHA PREFABRICADA”**

● TESIS

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

Oscar Etholwaldo Santa María Llontop

Lima-Perú
2002

PLANTEAMIENTO DEL TEMA

1. ANTECEDENTES

El suscrito ha laborado hace varios años en el ININVI (Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda), habiéndome familiarizado con los sistemas constructivos no convencionales en general, y en particular con el sistema de Quincha Prefabricada; participando en varios proyectos de investigación y difusión de dicho sistema. En el año de 1987 formando parte de un grupo de Investigadores del ININVI obtuvimos el Tercer puesto en el Concurso de Sistemas Constructivos con Madera organizado por la junta del Acuerdo de Cartagena y al año siguiente fuimos finalistas obteniendo Mención Honrosa en el Concurso Internacional Sviluppo Dei Popoli organizado por el Centro Internazionali di Cultura en Génova-Italia, participando en ambos concursos con diseños de vivienda económica a base de paneles de quincha prefabricada.

Por lo anteriormente expuesto, resulta incomprensible que después de 13 años de haberse efectuado los últimos ensayos dinámicos en quincha prefabricada, no se hayan establecido a la fecha las normas de diseño y construcción en este sistema. Por ello es que teniendo a la mano la información necesaria, y con la finalidad de llenar el vacío existente, planteo el tema de tesis “Propuesta de Normas de Diseño Estructural para Construcciones de dos Pisos en Quincha Prefabricada”.

2. OBJETIVOS

2.10. Objetivo General

El objetivo central del presente plan de tesis es el de proponer normas de diseño estructural y recomendaciones constructivas en el sistema de quincha prefabricada, en base a los estudios y ensayos estáticos y dinámicos efectuados en la UNI, ININVI y en la Universidad Católica del Perú, así como a la experiencia práctica del suscrito en dicho sistema.

2.20 Objetivos Específicos

Los objetivos específicos son los de aplicar dichas normas en la Vivienda de dos pisos de quincha prefabricada construida en el ININVI, verificando el diseño estructural de la misma, así como efectuar la evaluación sísmica teórica del prototipo de prueba ensayado en el laboratorio de la Universidad Católica en el año de 1987.

3. PROCEDIMIENTO

El procedimiento consiste en, previa recopilación de información, efectuar el diseño estructural por elementos (incluyendo verificación sísmica) de la vivienda del ININVI, así como la evaluación teórica (análisis modal espectral) del prototipo de prueba de la universidad Católica para verificar los desplazamientos obtenidos en el simulador sísmico.

Como consecuencia de ello se procederá a proponer las normas de diseño estructural para construcciones de dos pisos en quincha prefabricada.

PROPUESTA DE NORMAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA
CONSTRUCCIONES DE DOS PISOS EN QUINCHA PREFABRICADA

INDICE

- 1.0 INTRODUCCION**
- 1.10 Generalidades**
- 2.0 OBJETIVOS**
- 2.10 Objetivo General**
- 2.20 Objetivos Específicos**
- 3.0 PROCEDIMIENTO**
- 3.10 Descripción del procedimiento a seguir**
- 4.0 RECOPIACION DE INFORMACIÓN**
- 4.10 Ensayos efectuados**
- 5.0 DISEÑO ESTRUCTURAL**
- 5.10 Filosofía de Diseño**
- 5.20 Diseño estructural de vivienda típica**
- 5.21 Verificación de muros a flexo compresión**
- 5.22 Diseño de la viguetería**
- 5.23 Verificación sísmica**
- 6.0 EVALUACION FÍSICA DE VIVIENDA TIPICA**
- 6.10 Observación física de daños**
- 6.10.1 Resumen de Observaciones**
- 6.10.2 Secuencias Fotográficas**
- 7.0 EVALUACIÓN TEORICA DEL PROTOTIPO DE PRUEBA**
- 7.10.1 Generalidades**
- 7.10.2 Aceleraciones y desplazamientos esperados**
- 8.0 PROPUESTA DE NORMAS**
- 8.10.1 Normas de diseño estructural para construcciones de dos pisos en quincha Prefabricada.**

9.0 OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

9.10 Observaciones

9.20 Conclusiones


10.10 ANEXOS

10.10 Apéndice

10.20 Planos

10.30 Fotografías

10.40 Bibliografía.



ASESOR
ING. Isabel Moromi



BACHILLER
Oscar Santa Maria Ll.



CO-ASESOR
ING. Carlos Irala C.

**NORMAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA CONSTRUCCIONES DE DOS
PISOS EN QUINCHA PREFABRICADA**

INDICE

	<u>PAGINAS</u>
1.00 <u>INTRODUCCIO</u>	1
1.10 Generalidades	
2.00 <u>OBJETIVOS</u>	1 a 2
2.10 Objetivo General	
2.20 Objetivos Específicos	
3.0 <u>PROCEDIMIENTO</u>	2
3.10 Descripción del procedimiento a seguir	
4.0 <u>RECOPIACION DE INFORMACIÓN</u>	3 a 7
4.10 Ensayos Efectuados	
5.0 <u>DISEÑO ESTRUCTURAL</u>	8 a 44
5.10 Filosofía de Diseño	
5.20 Diseño estructural de vivienda típica	
5.21 Verificación de muros a flexo compresión	
5.22 Diseño de la viguetería	
5.23 Verificación sísmica	
6.0 <u>EVALUACION FÍSICA DE VIVIENDA TIPICA</u>	45 a 51
6.10 Observación física de daños	
6.10.1 Resumen de observaciones	
6.10.2 Secuencias Fotográficas	
7.0 <u>EVALUACION TEORICA DEL PROTOTIPO DE PRUEBA</u>	52 a 85
7.10 Generalidades	
7.20 Aceleraciones y desplazamientos esperados	
8.0 <u>PROPUESTA DE NORMAS</u>	86 a 106
8.10 Normas de diseño estructural para construcciones de dos pisos en quincha Prefabricada.	

9.00	OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES	107 a 109
9.10	Observaciones	
9.20	Conclusiones	
10.0	ANEXOS	110 a 218
10.10	Apéndice	
10.20	Tablas	
10.30	Planos	
10.40	Fotografías	
10.50	Bibliografía	

1.0 INTRODUCCION

1.10 Generalidades

Es sumamente importante en todo si tema constructivo, establecer claramente los criterios y pautas a seguir: a través de normas que permitan diseñar y construir proyectos específicos en dicho sistema.

En el caso de la quincha prefabricada, si bien es cierto se trata de un sistema relativamente nuevo, entendiéndose como tal a la tecnificación del antiguo sistema de quincha utilizado masivamente en el siglo XVIII en nuestro país; existen a la fecha vario estudio y proyecto de investigación (incluyendo pruebas de laboratorio, ensayos estáticos de compresión, flexión, corte y ensayos dinámicos) efectuados por investigadores nacionales de la **UNI**, el **ININVI** y la Universidad Católica del Perú: que permiten establecer ciertas normas que reglamenten el diseño y la construcción en este sistema.

A continuación he tratado de recopilar y ordenar los resultados, conclusiones y recomendaciones existentes en los estudios de investigación efectuados a la fecha y que nos permitirán normar el diseño y la construcción en este sistema con suficiente grado de confiabilidad.

2.0 OBJETIVOS

2.10 Objetivo General

El objetivo general del presente trabajo es proponer normas de diseño estructural y proceso constructivo, para la edificación de viviendas de dos pisos en quincha prefabricada.

2.20 Objetivos Específicos

Los objetivos específicos son los de aplicar un procedimiento de diseño coherente a un modelo típico de vivienda de dos pisos en quincha prefabricada, que permita establecer las normas generales de diseño para viviendas de estas características

Para ello, aplicaremos este procedimiento a la vivienda típica de dos pisos con truida en el **ININVI** en el año de 1987, con la finalidad de comprobar y verificar el diseño

estructural haciendo uso de los esfuerzos permisibles establecidos en las pruebas estáticas y dinámicas efectuadas. Haremos una evaluación física de la estructura de la vivienda típica comparando con los daños producidos en el módulo de dos pisos ensayado en el simulador de sismos del laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú

Finalmente haremos un cálculo teórico de las aceleraciones y desplazamientos esperados, en el módulo de la Universidad Católica mediante un análisis modal espectral haciendo uso del espectro respuesta de velocidad relativa del sismo de Mayo de 1970 y alternativamente del espectro teórico de las Normas Básicas de Diseño sismo resistente (1977) actualizadas con la Norma E – 0.30 de 1997.

3.0 PROCEDIMIENTO

3.10 Descripción del Procedimiento a seguir

El procedimiento considera una etapa de recolección de información en lo referente a esfuerzos permisibles, tanto de fuerza cortante como compresión y flexión de los paneles prefabricados de quincha, obtenidos en base a ensayos estáticos y dinámicos efectuados por el ININVI, la UNI, y la PUCP.

Con estos esfuerzos permisibles se procede luego al diseño o verificación estructural de la vivienda típica de dos pisos construida en el ININVI en el año de 1987, siguiendo las normas constructivas establecidas para las viviendas de un piso; con la alternativa de utilizar el entrepiso y la escalera caracol de concreto armado en lugar del entablado y la escalera caracol de madera planteadas inicialmente.

Se procede luego a efectuar la evaluación física de dicha vivienda (12 años después de construida), observando las zonas críticas de falla establecidas en el ensayo dinámico efectuado en la Universidad Católica.

Finalmente efectuaremos un análisis teórico para determinar a partir de las matrices de masa (**M**) y rigidez (**K**) la matriz modal (\emptyset) y luego las fuerzas, aceleraciones y desplazamientos de cada nivel del prototipo de prueba de la UPCP efectuando el análisis modal espectral utilizando alternativamente el espectro respuesta del sismo de Mayo de 1970 y el espectro teórico de las Normas Básicas de Diseño sismo resistente de 1977 actualizadas con la Norma E – 0.30.

Es muy importante comprobar la correspondencia entre los valores teóricos de aceleraciones y desplazamientos obtenidos mediante el mencionado análisis para el módulo de prueba, con los valores respectivos obtenidos en los ensayos de simulación sísmica efectuados

La importancia de esta comprobación radica en el hecho que tendríamos la posibilidad de determinar a priori, las fuerzas, aceleraciones y desplazamientos esperados en una vivienda de dos pisos de quincha, al ser solicitada por un sismo real de similares características.

Finalmente presentaremos una propuesta de normas de diseño y construcción para construcciones de dos pisos en quincha prefabricada, haciendo uso de toda la información anteriormente mencionada.

4.0 RECOPILACIO DE INFORMACION

4.10 Ensayos Efectuados

Los ensayos efectuados, tanto estáticos como dinámicos fueron fundamentales para establecer esfuerzos permisibles confiables que permitan diseñar edificaciones de uno de dos pisos en quincha prefabricada.

El programa de ensayos estáticos formó parte de un proyecto sobre tecnologías de construcción apropiados para la selva ejecutado por el I INVI. Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio Andino de Ingeniería de la madera (LADIMA) administrado por la Junta de Acuerdo de Cartagena (JUNAC) en Lima a fines de 1984.

Los objetivos del programa fueron:

Determinar la resistencia de muros de quincha ante solicitaciones de distinto tipo: corte, flexión y compresión, con el fin de asignarle cargas admisibles y permitir el diseño de edificaciones de cualquier configuración.

Investigar la posibilidad de reducir el costo de los paneles de Quincha.

Evaluar la resistencia de otras configuraciones de los paneles de Quincha, incluyendo la orientación de la caña.

El programa de ensayos consistió en tres etapas:

Ensayos de paneles sometidos a fuerza cortante en su plano.

Ensayos de paneles sometidos a flexión.

Ensayos de paneles sometidos a compresión axial.

Todos los paneles fueron ensayados completamente terminados excepto un panel de control a flexión, ensayado sin barro.

Como resultado de los ensayos estáticos se obtuvieron gráficos de los cuales se calcularon los esfuerzos permisibles tanto al corte, compresión y flexión cuyos valores se expresan en los cuadros siguientes.

RESULTADOS DE ENSAYOS DE PANELES A CARGA LATERAL			
PANEL N°	TIPO	CARGA MÁXIMA (KG)	CARGA ADMISIBLE (KG/M)
1	1 - A	1,800	350
2	1- B	1,650	320
3	2	1,510	293
4	3 - A	1,360	264
5	3 - B	1,300	252
6	4	1,550	300
7	5	900	350
VALOR PROMEDIO DE RESISTENCIA			304 KG/M

MOMENTOS ADMISIBLES DE FLEXION POR METRO LINEAL (Kg - cm)		
m		
ESPACIAMIENTO (S) ENTRE PIE DERECHOS	MUROS DE QUINCHA CON DUPLICACIÓN DE PIE DERECHOS	MUROS DE QUINCHA CO PIE DERECHOS SIMPLES (ENTRAMADOS)
1.20	15,778	10,086
1.00	18,056	11,225
0.90	19,574	11,984
0.80	21,472	12,933
0.70	23,912	14,153
0.60	27,165	15,780

CARGAS ADMISIBLES A COMPRESIÓN POR METRO LINEAL (Kg/m)		
ESPACIAMIENTO (S) ENTRE PIE DERECHOS	MUROS DE QUINCHA CON DUPLICACIÓN DE PIE DERECHOS	MUROS DE QUINCHA CON PIE DERECHOS SIMPLES (ENTRAMADOS)
1.20	2,250	1,518
1.00	2,558	1,375
0.80	3,016	1,891
0.90	2,762	---
0.60	3,780	2,293
0.50	---	2,609
CARGAS PROMEDIO	2,870	1,937

Los ensayos dinámicos se iniciaron en 1985 mediante un ensayo de simulación sísmica en un módulo de un piso, efectuado en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú. En Enero de 1987 se dio inicio al estudio del comportamiento de viviendas de Quincha de dos pisos frente a solicitaciones sísmicas. Se construyó un módulo de dos pisos, representativo de las técnicas de construcción modular desarrolladas por el ININVI y se realizó un ensayo de simulación sísmica en el Laboratorio de Estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

El objetivo de dichos ensayos fue el de estudiar el comportamiento estructural bajo solicitaciones sísmicas de una vivienda de dos pisos construida con el sistema modular de Quincha propuesto por el ININVI.

Se utilizó para ello un módulo de 3 x 3 m² representativo de las técnicas constructivas desarrolladas, usando como señal de comando para el simulador el registro de desplazamientos correspondiente a la componente N08W del sismo del 31 de Mayo de 1970. Se usó el segmento de 27 segundos correspondiente a la parte de movimiento fuerte de la señal.

El ensayo consistió en tres fases de simulación sísmica y tres ensayos de vibración libre cuya finalidad fue evaluar la respuesta estructural del modelo en términos del agrietamiento, integridad del conjunto, desplazamientos, aceleraciones y degradación de la rigidez.

El cortante basal actuante en el módulo llegó a un valor máximo de 5.67 Tn durante la fase 3 de simulación. Considerando este valor, la carga máxima estimada para un muro de quincha del sistema modular prefabricado de 3 mts de largo y 10 cms de espesor es de 2.835 Tn. Luego el cortante de fisuración en el módulo es el correspondiente al máximo de la fase A (4.15 Tn.), donde no se produjo fisuración apreciable. Corresponde entonces para cada muro un valor de 2 Tn.

Tomando el promedio de la fase A, podemos decir que la rigidez en fase elástica es de 3.65 KN/mm por pared y $0.6 \text{ KN/mm} = 62.22 \text{ Ton/m}$ por metro lineal de panel lleno de quincha. En el anexo 10.10 se presenta un apéndice detallado de los ensayos estáticos y dinámicos efectuados, transcritos casi literalmente de sus respectivos informes con la finalidad de que sirvan de referencia para el desarrollo del diseño y evaluación estructural de la vivienda de dos pisos construida en el ININVI, así como para la propuesta de normas a desarrollar.

5.0 DISEÑO ESTRUCTURAL

5.10 Filosofía de Diseño

La filosofía de Diseño en este material es relativamente simple y se resume de la siguiente manera. La fuerza cortante proveniente del sismo o viento será absorbida casi en su totalidad por el revestimiento, tal como se demuestra en el capítulo dedicado a ensayos de corte; la estructura de los muros es decir, la madera y la caña deben resistir las fuerzas de compresión (fuerzas verticales) provenientes del peso de los entrepisos y coberturas; de flexión fuera del plano, provenientes del viento y/sismo, accidentales del propio usuario o combinaciones de las dos anteriores.

La metodología de diseño se basa en la determinación de cargas admisibles para las distintas sollicitaciones y propone un procedimiento de verificación de la capacidad de la edificación sobre la base de la disponibilidad de muros y su aporte de resistencia.

Compresión y Flexo-compresión:

1.- Verificación de la esbeltez. La máxima relación entre la longitud efectiva y el espesor del muro debe ser menor de 50. (Esto corresponde a una esbeltez real Kl/r de 170).

2.- La carga aplicada por metro lineal debe ser menor que la admisible

$$N < N_{adm}$$

3.- Cuando el muro está sujeto a flexo compresión debe satisfacer la siguiente -- expresión:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m M}{M_{adm}} < 1$$

Donde N , N_{adm} , M y M_{adm} son las cargas y momentos flectores admisibles Por metro lineal. Estos últimos determinados para un muro de una configuración conocida, como los estudiados en este proyecto. k_m es un factor de magnificación de momentos debido a la presencia simultánea de la carga axial. Se

calcula como.

$$K_m = \frac{I}{I - 1.5 N/Ner}$$

Ner representa la carga crítica de pandeo o de Euler, que tiene la siguiente expresión; $EI/(l_{ef})^2$, (Podría también calcularse como la carga admisible en compresión x 2.5 ya que la falla de los paneles es de pandeo inelástico). El valor de la rigidez flexionante. "EI" puede obtenerse de los ensayos de paneles a flexión. Habría que usar el valor inicial antes de que se presente fisuración, 207, 206 t/cm² en promedio. (1ª Fila de la Tabla 3), ya que se trata de evaluar la carga crítica de pandeo que ocurre bruscamente a partir de la sección entera.

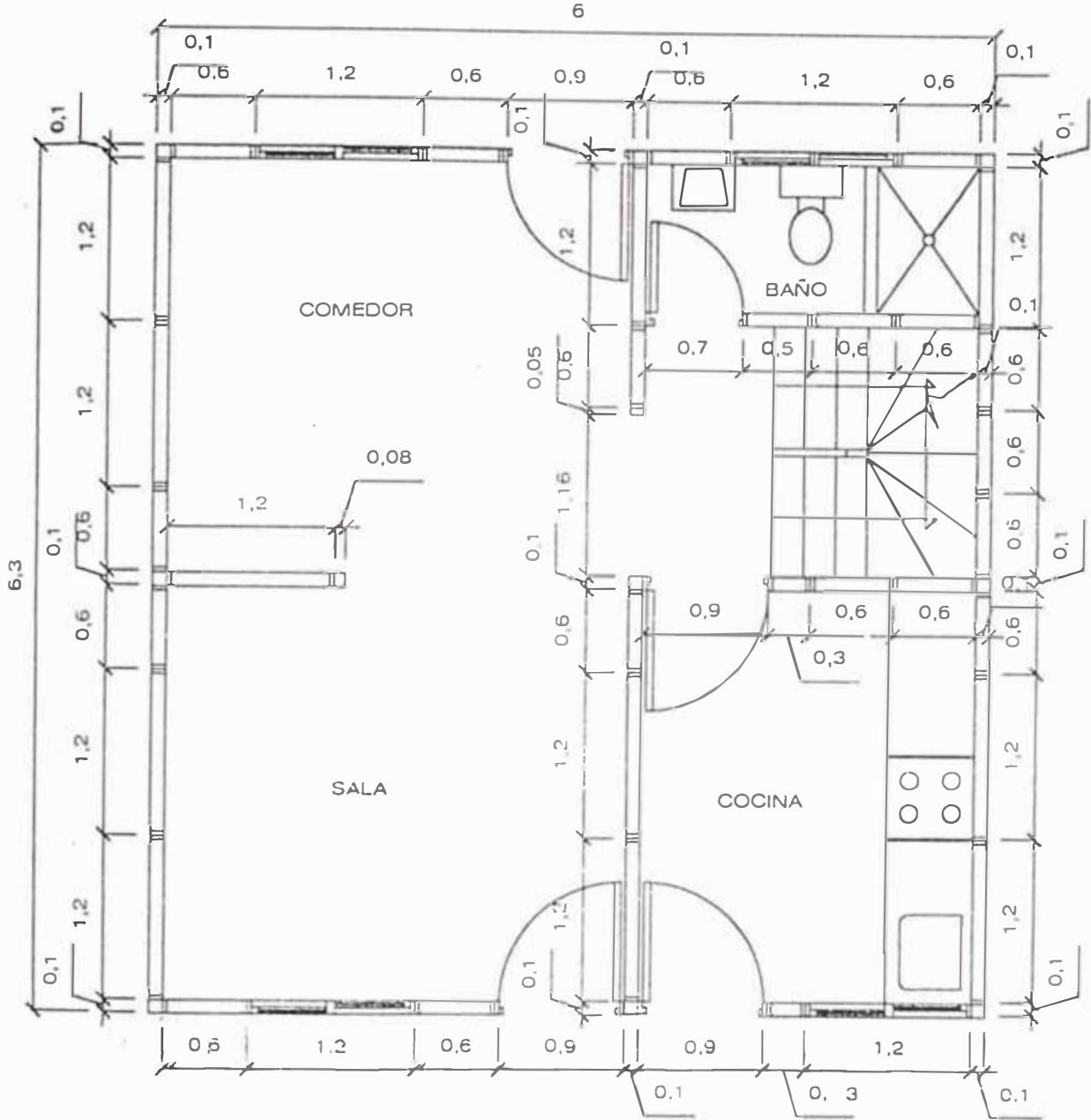
Corte Horizontal

Para el caso de fuerzas horizontales de sismo o viento se propone un procedimiento de verificación de la capacidad resistente de los muros en cada dirección de manera de que sean menores que las fuerzas actuantes. Estas últimas serán determinadas de acuerdo a lo especificado en las Normas de Diseño Sismo Resistente.

- 1.- Determinar la longitud de muros en cada dirección. Descontar los vanos de puertas y ventanas.
- 2.- Multiplicar la longitud por la carga admisible del tipo de muro para determinar la carga resistente total
- 3.- Verificar que la carga resistente sea mayor que la actuante.

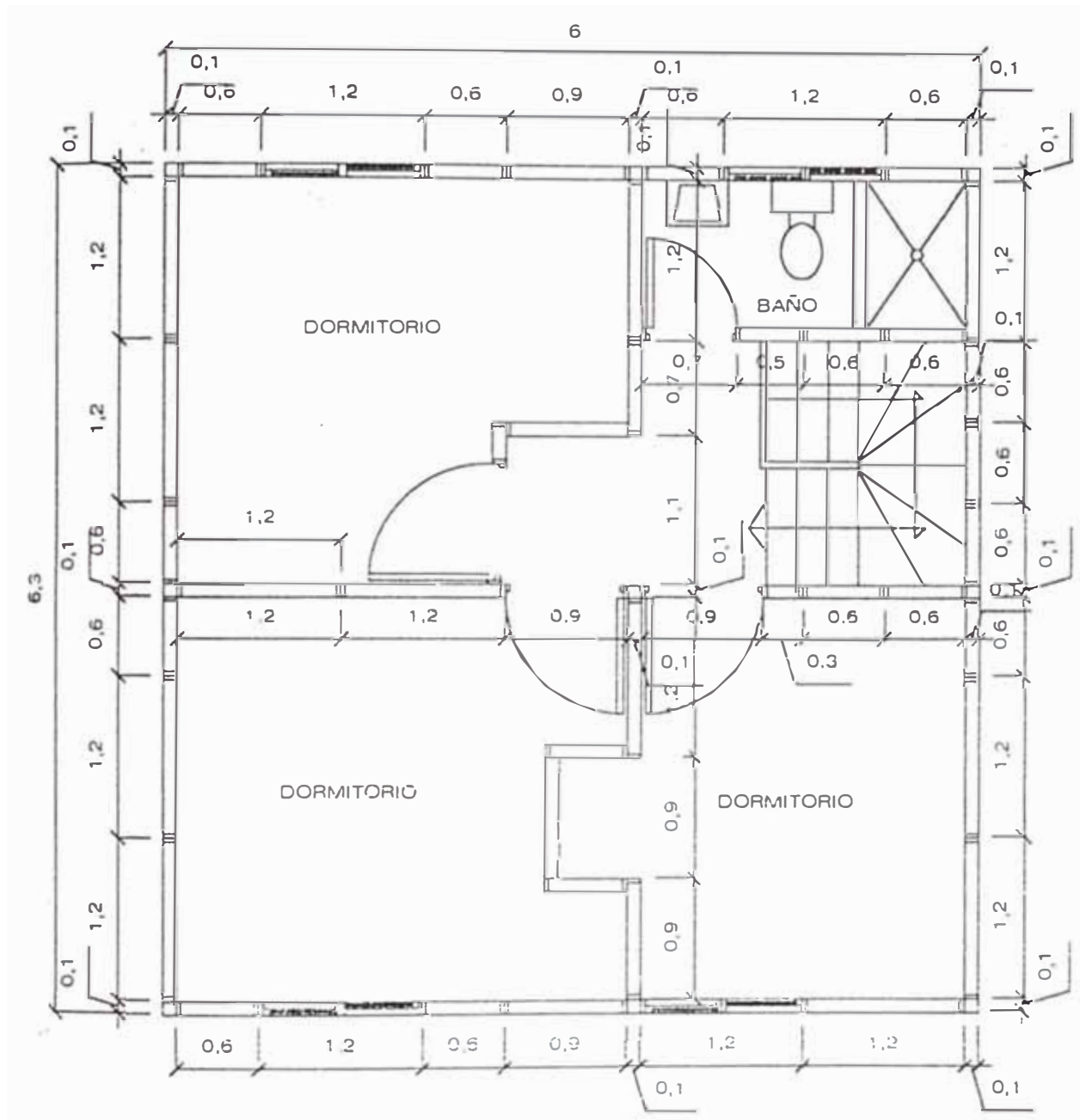
5.20 Diseño Estructural de Vivienda Típica

A continuación aplicaremos los criterios anteriormente establecidos, para el diseño o verificación estructural de la vivienda típica de dos pisos de quincha prefabricada construida en el INI VI en el año 1987, para evaluar luego el estado de la construcción 12 años después y como consecuencia de ello, proponer finalmente ciertas normas que permitan diseñar y construir racional y confiablemente en este sistema constructivo.



PLANTA 1º PISO

ESC 1 50



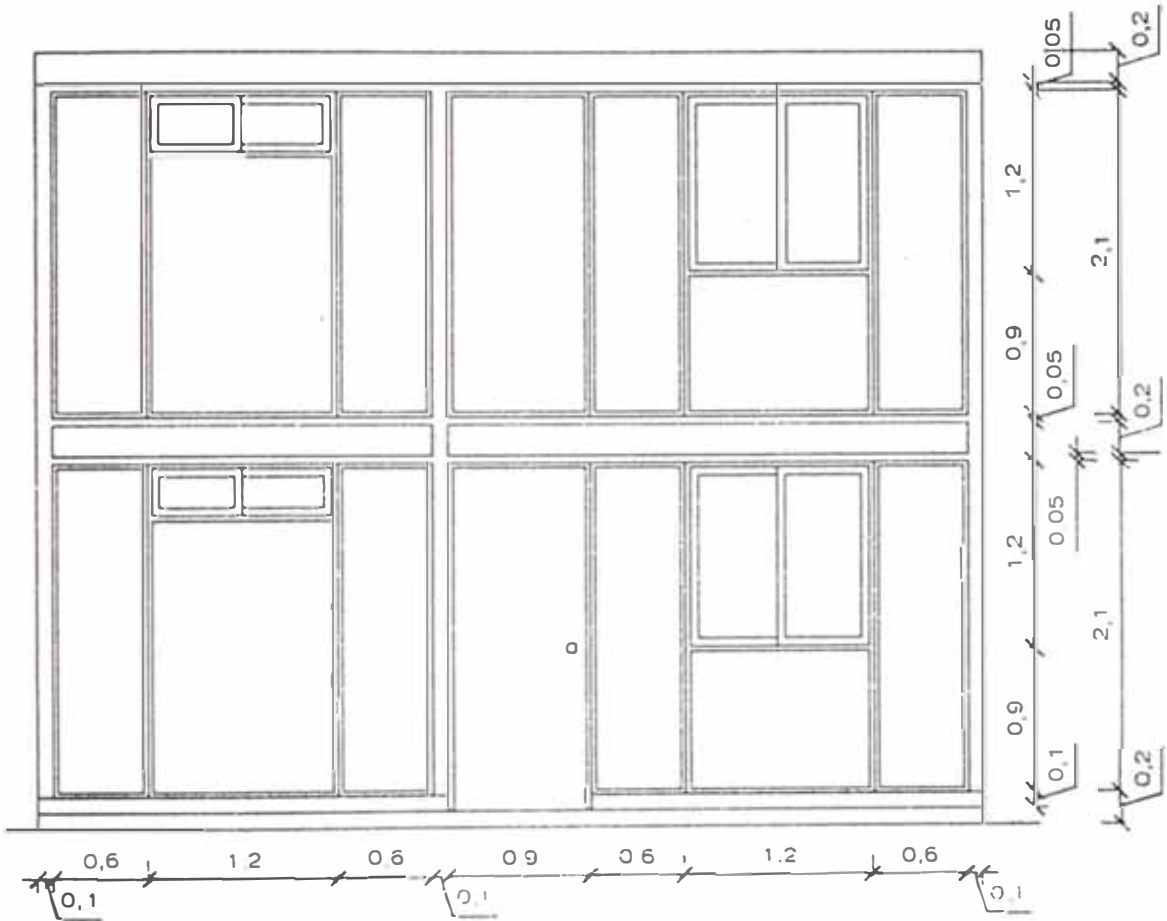
PLANTA 2° PISO

ESC 1/50



ELEVACION ANTERIOR

ESC 1/50

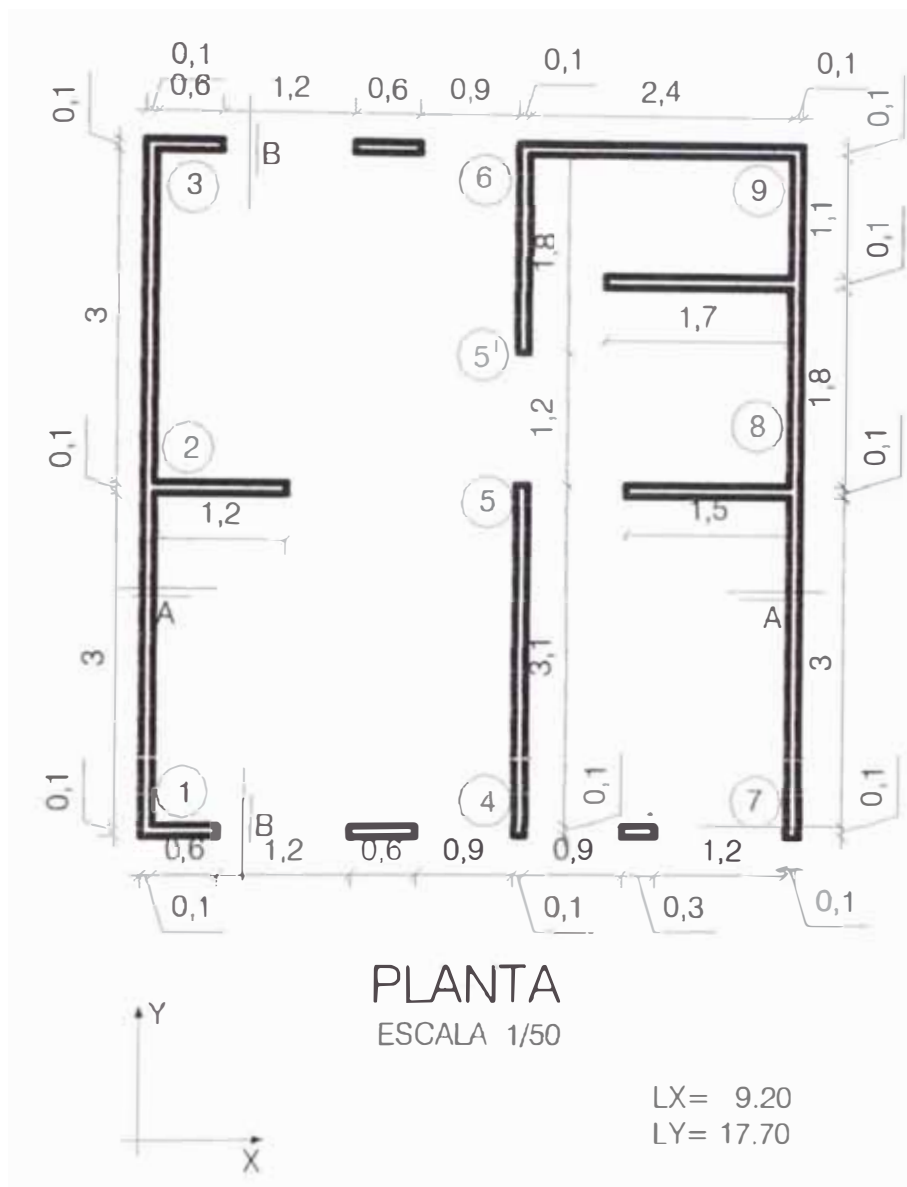


ELEVACION POSTERIOR

ESC. 1/50

5.21 Verificación de muros a flexo-compresión

En la figura siguiente, extraída a partir de la planta de la vivienda típica (1er. Piso –plano 01), se aprecian los muros resistentes. A simple vista podemos concluir que, los muros más cargados son el (2 – 8) y el (4 – 6) con 3.15 m y 3.00 m de ancho tributario respectivamente.



5.211 Verificación de muro (2 –8)

a) Bases de cálculo

a-1) Tipo de madera	madera del grupo “C”
Tipo de caña	caña brava
Tipo de revestimiento	1ra. Capa de barro + paja (4:1) 2da. Capa de yeso – cemento (5:1)

a-2) Las cargas a considerarse en el diseño serán provenientes de :

- peso del techo
- peso del entrepiso
- peso del muro del segundo piso
- presión del viento de 25 kg/m² (75 km/h)

a-3) Para el análisis de los paneles, consideremos como articulados en sus extremos y el pandeo se realizará fuera del plano del muro $K = 1.0$.

b) Efectos máximos

En lo que a efectos máximos se refiere, se calculará la carga axial y el momento flexionante, para su posterior comprobación a flexo compresión mediante la fórmula empírica conocida $N + Km M < l$.

$$N_{adm} \quad M_{adm}$$

La carga axial por metro lineal de muro se hallará mediante el metrado de cargas de la edificación, considerando la suma de las cargas muertas, con las sobrecargas afectadas por el ancho tributario respectivo (ver fig. a). Este resultado se afectará mediante un factor que denominamos “factor de concentración de carga”, que asumimos como el cociente de la longitud total de muro entre la longitud neta de muro, es decir descontando los vanos y las aberturas.

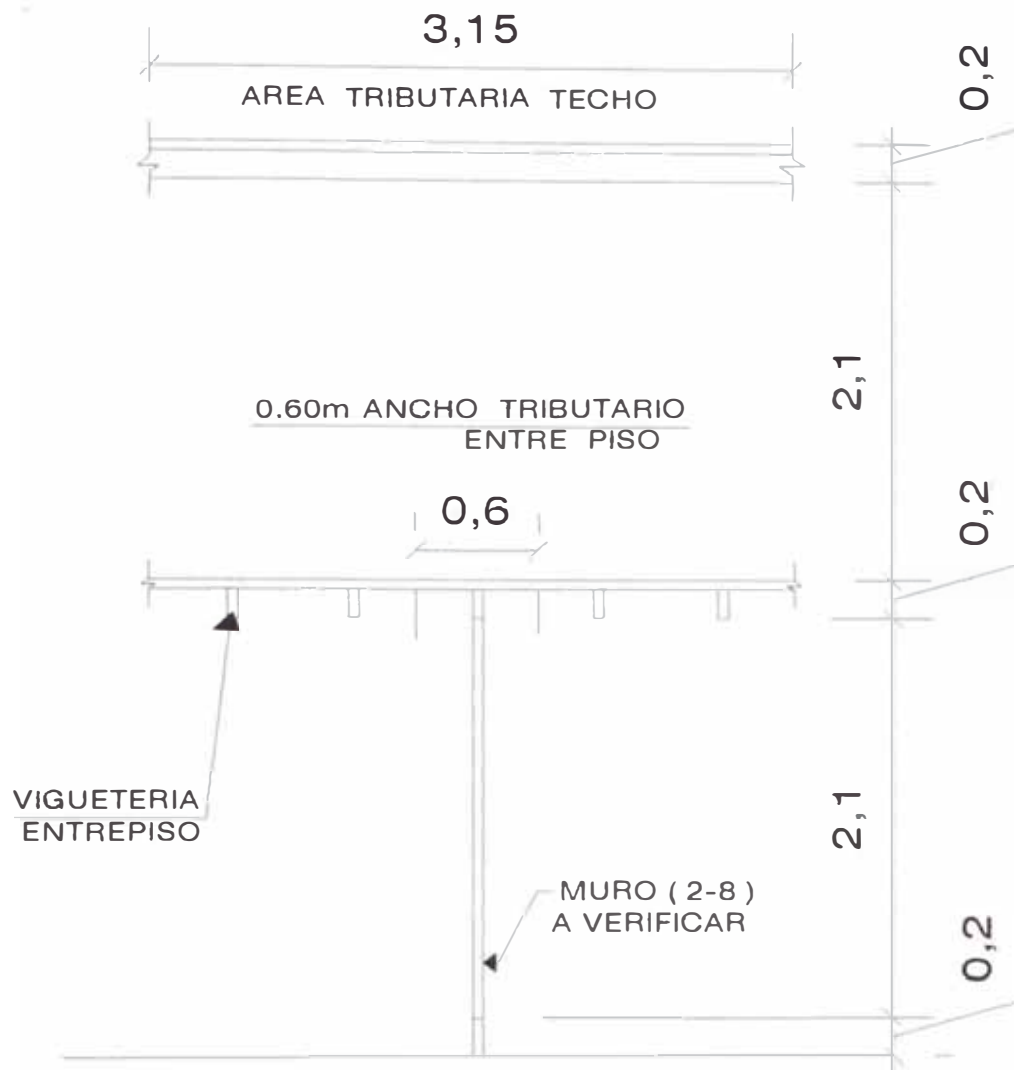


FIG - (a)

Techo

Torta de barro + paja de 2 cm de grosor	=	36 kg/m ²
Mortero cemento arena de 2 cm de grosor	=	42 kg/m ²
Cielo raso de yeso y carrizo	=	25 kg/m ²
Viguetería 2" x 6"	=	8.4 kg/m ²
		112 kg/m ²

Entrepiso

Losa de concreto de 0.0381 mts.	=	88 kg/m ²
Cielo raso yeso + carrizo	=	25 kg/m ²
		113 kg/m ²

Cargas muertas

Peso del techo : 112 kg/m ² x 3.15 m	=	352.80 kg/m
Muro 2° piso : 120 kg/m ² x 2 10 m	=	252 0 kg/m

Viguetería:

2" x 8" 11.4 kg/m ² x 0.6 m	=	6.9 kg/m
Entrepiso : losa de concreto de 1 1/2 " sobre caña chancada tarrajada con yeso:		
113 kg/m ² x 0.60 m	=	67.80 kg/m
		679.50 kg/m

Sobrecargas.

Techo 30 kg/m ² x 3.15 m	=	94.5 kg/m
Entrepiso : 200 kg/m ² x 0.6 m	=	120.0 kg/m
Total carga viva		214.5 kg/m

Total de carga por metrolineal de muro	=	894.0 kg
Factor de concentración de carga (Fe)	=	<u>longitud de muro (2-8)</u>
		Longitud neta de muro (2-8) descontando vanos y abertura

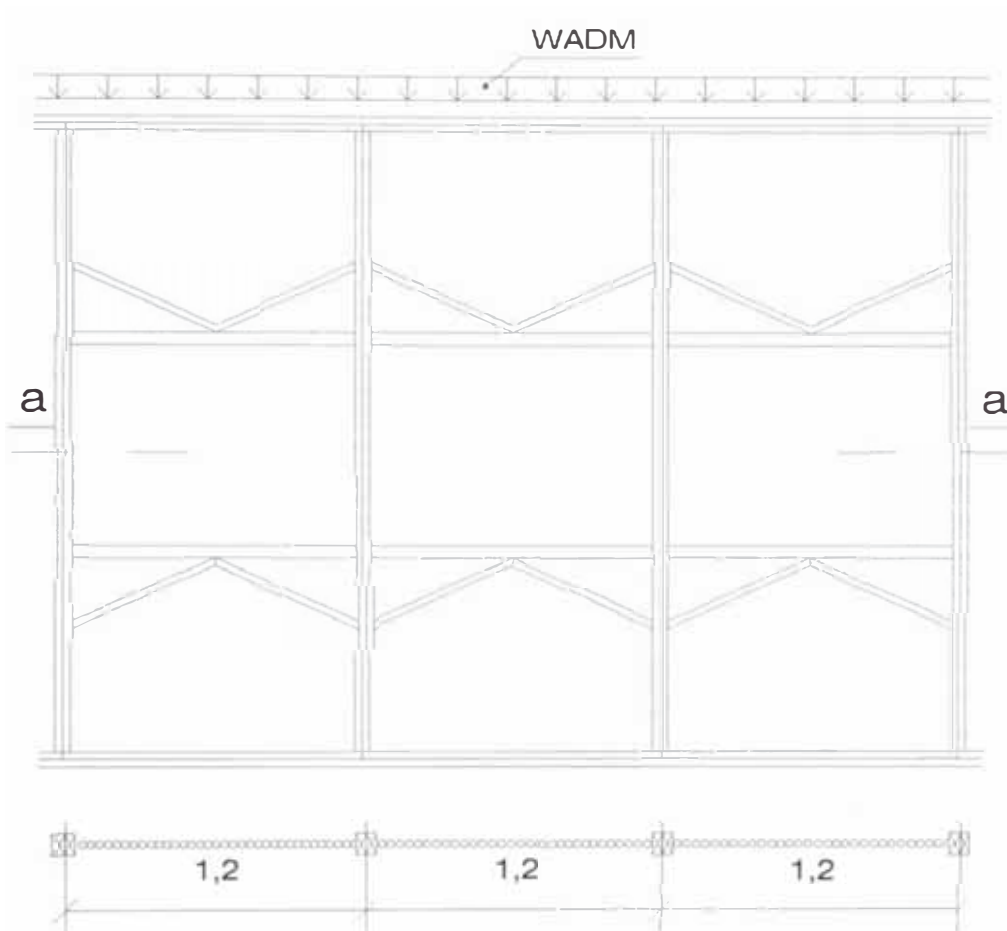
$$F.C. = \frac{6.0}{3.0} = 2.00$$

$$3.0$$

Total de carga sobre un metro de muro (W)

$$W = F.C. \times W = 2.00 \times 894.0 = 1,788 \text{ kg/m}$$

En lo que sigue del análisis, utilizando la tabla I del capítulo de compresión (capítulo II), la Tabla 4 de la flexión (capítulo III) y para las cargas correspondientes hallaremos el muro que satisface dichas condiciones. Para lo cual tantearemos para muros con pie derechos duplicados, tal como se muestra en la figura inferior.



Primer tanteo para $S = 1.20 \text{ m}$ (Ver tabla adjunta)

Efectos máximos

1.- Carga a compresión

$$N = 1,788 \text{ kg/m}$$

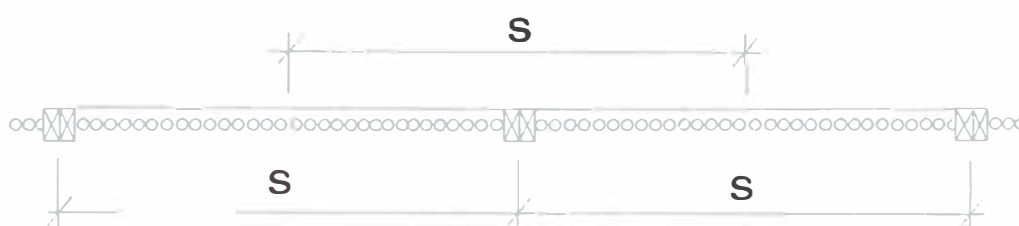
2.- Carga a Flexión

Carga horizontal por pié derecho por efectos de viento:

$$50 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 60 \text{ kg/m}$$

TABLA 5 (FLEXION)

Momentos Admisibles por metro lineal, para muros de quincha, con duplicación de pie derechos.



Espaciamiento "S" entre pie derechos	(M _{adm}) (kg - cm)	(M _{adm} /S) (kg-cm)/m
1.2	18,934.4	15,778
1.0	18,056	18,056
0.9	17,616	19,574
0.8	17,177	21,472
0.7	16,738	23,912
0.6	16,299	27,165

3.- Momento máximo

$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{0.60 \times (210)^2}{8} = 3,308 \text{ kg-cm/m}$$

c) Carga admisible

Tabla 1, capítulo de compresión

Nadm = 2.87 T/m = 2,870 kg/m (Para paneles de 2.40 mts de altura)

Luego para los paneles usados en la vivienda (h = 2.10 mts.) tendremos:

$$Nadm = 2,870 \times \frac{(2.40)^2}{2.10} = 3,749 \text{ kg/m}$$

donde: 2.4 = altura de paneles ensayados (tabla 1)

2.1 = altura de paneles de vivienda típica

d) Carga crítica de Euler

Tabla 1, capítulo de compresión

$$N_{er} = \frac{2.5}{0.85} \frac{Nadm}{0.85} = \frac{2.5}{0.85} (3,749) = 11,026 \text{ kg/m}$$

e) Factor de Magnificación de Momentos

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{er}}} = \frac{1}{1 - 1.5 \times \frac{1,788}{11,026}} = 1.32$$

f) Momento máximo admisible a flexión

De la tabla 5, (flexión), para S = 1.20 y h = 2.40 mts.

Madm = 15,778 (kg-cm)/m; luego para h = 2.10 mts.

$$Madm = 15,778 \frac{(2.40)^2}{2.10} = 20,608 \text{ (kg-cm)/m}$$

g) Verificación por flexocompresión

$$\frac{N}{Nadm} + \frac{K_m M}{Madm} < 1$$

$$\frac{1,788}{3,749} + \frac{1.32 \times 3,308}{20,608} < 1$$

$$0.48 + 0.21 < 1 \Rightarrow 0.69 < 1 \quad 0.K.!$$

5.212 Verificación de muro (4-6)

a) Bases de Cálculo

Idem a (a) de 2.211

Ver figura (b) :

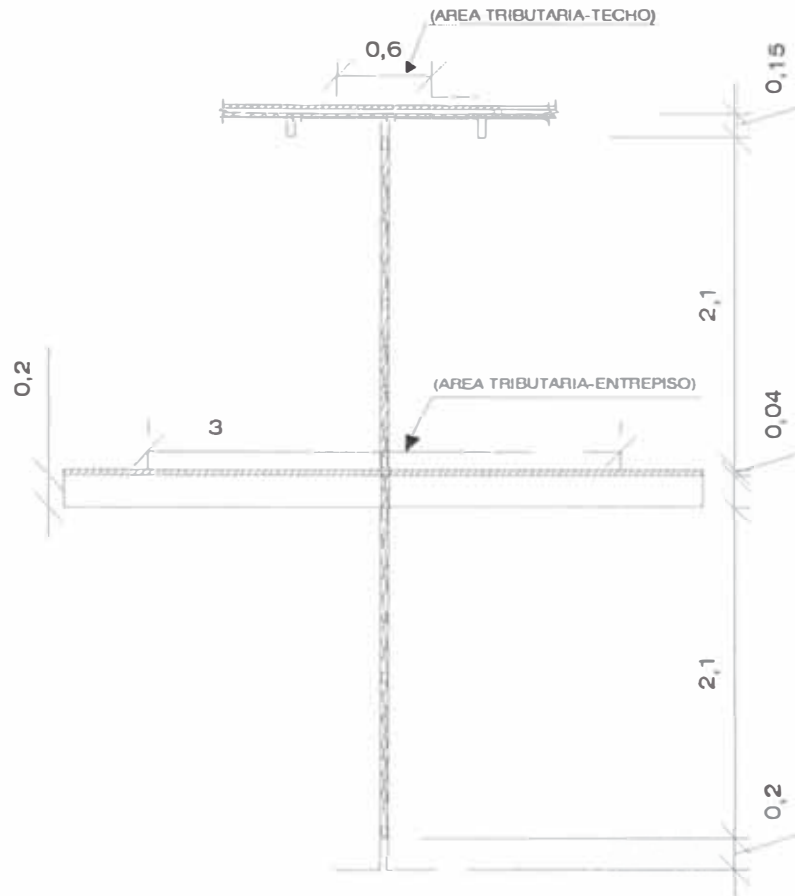


FIG (b)

b) Efectos máximos

Cargas muertas:

Peso del techo : $112 \text{ kg/m}^2 \times 0.6 \text{ m} = 67.2 \text{ kg/m}$

Muro 2º piso : $120 \text{ kg/m}^2 \times 2.1 \text{ m} = 252.0 \text{ kg/m}$

Viguetería

$$\text{Viguetas de } 2'' \times 8'': 11.4 \text{ kg/m}^2 \times 3.0\text{m} = 34.2 \text{ kg/m}$$

Entrepiso de concreto armado de 1 1/2''
sobre caña chancada revestida con yeso

$$113 \text{ kg/m}^2 \times 3.0\text{m} = 339.0 \text{ kg/m}$$

$$692.40 \text{ kg/m}$$

Sobrecargas

$$\text{Techo} : 30 \text{ kg/m}^2 \times 0.6 \text{ m} = 18.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{Entrepiso} : 200 \text{ kg/m}^2 \times 3.0 \text{ m} = 600.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total carga viva} \quad \quad \quad 618.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total de carga por metro lineal de muro} = \underline{1,310.40 \text{ kg}}$$

$$\text{Factor de concentración de carga (Fe)} = \frac{\text{Longitud de muro (4-6)}}{\text{Longitud neta de muro (4-6)}}$$

descontando vanos y aberturas.

$$\text{FC} = \frac{6.30}{5.10} = 1.24$$

$$5.10$$

Total de carga por metro lineal (w) sobre el muro (4-8)

$$W = \text{FC} \times W = 1.24 \times 1,310.4 = 1,625 \text{ kg/m}$$

Asumiendo un muro similar al de la Fig. 1

Primer tanteo para S = 1.20 m

Efectos máximos

1. Carga a compresión

$$N = 1,625 \text{ kg/m}$$

2. Carga a flexión

Carga horizontal por pié derecho por efectos de viento:

$$50 \text{ kg/m}^2 \times 1.2\text{m} = 60 \text{ kg/m}$$

3. Momento máximo

$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{0.60 \times (210)^2}{8} = \underline{3,308 \text{ kg-cm/m}}$$

c. Carga admisible

Tabla 1, capítulo de compresión

$N_{adm} = 2.87 \text{ T/m} = 2,870 \text{ kg/m}$ (Para paneles de 2.40 mts de altura)

Luego para los paneles usados en la vivienda ($h = 2.10 \text{ mts.}$)

$$N_{adm} = 2,870 \times \frac{(2.40)^2}{2.10} = \underline{3,749 \text{ kg/m}}$$

d. Carga crítica de Euler

$$N_{er} = \frac{2.5 N_{adm}}{0.85} = \frac{2.5 (3,749)}{0.85} = 11,026 \text{ kg/m}$$

e. Factor de magnificación de momentos

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{er}}} = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{1,625}{11,026}} = 1.28$$

f. Momento máximo admisible a flexión

Tabla 5 (flexión)

$$M_{adm} = 15,778 \frac{(2.40)^2}{2.10} = 20,608 \text{ (kg-cm) /m}$$

g. Verificación por flexocompresión

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{km}{M} \frac{M}{M_{adm}} < 1$$

$$\frac{1,625}{3,749} + \frac{1.28 \times 3,308}{20,608} < 1$$

$$0.43 + 0.21 < 1$$

$$0.64 < 1$$

Finalmente concluimos que para los muros más cargados de la edificación, tanteando para un espaciamiento $S = 1.20$ mts., verificamos que estamos dentro del muro admisible, por lo tanto podemos usar muros con pié derechos duplicados con escuadrias de 1" x 4" (madera grupo "C") y de 2.10 mts de altura.

5.22 Diseño de la Viguetería5.221 **Diseño de la viguetería del entrepiso**

La viguetería está apoyada en los muros portantes (1-3), (4-6) y (7-9); las viguetas están dispuestas como simplemente apoyadas con luces de apoyo de 3.30 y 2.40 mts respectivamente. El diseño para la luz mayor manda.

El entrepiso inicial se propuso conformado por viguetería de madera y un entablado de 1" de espesor, datos con los cuales se hizo el cálculo inicial de la viguetería. Posteriormente se aprobó y se utilizó como entre piso, una losa de concreto armado de 1 ½" de grosor con $f'_c = 175$ kg/m² y con malla de alambre N° 8 @ 0.15 mts en ambos sentidos, la cual estaba vaceada sobre una membrana de caña chancada, clavada perpendicularmente a las viguetas y revestida interiormente con mortero de yeso de 2 cm de espesor.

Esto explicará como veremos más adelante la diferencia entre la escuadría de las viguetas utilizadas y la escuadría diseñada de acuerdo a las cargas realmente utilizadas. Esto se verificará luego en la evaluación física, al notarse un ligero pandeo en las viguetas de mayor luz.

1. Bases de cálculo

- a) Se usará madera grupo "C", en estado seco (C, humedad = 30%)
- b) Para la evaluación de las cargas de peso propio, se suponen viguetas de 2" x 8" (4cm x 19 cm) espaciadas a 0.60 m y usaremos la tabla 13.4 del Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino editado por la Junta del Acuerdo de Cartagena.

Carga muerta

Viguetería 11.4 kg/m²

Entrepiso de concreto de 1 ½" 113.0 kg/m²

114.4 kg/m²

Sobrecarga: 200.0 kg/m²

- c) Para carga total . $\Delta \text{ Máx} < \frac{L}{250}$ (admisible)

Para sobrecarga solamente: $\text{máx} < \frac{L}{350}$

2. Efectos máximos

Peso propio + peso muerto (Wd) = 11.4 + 113 = 114.4 kg/m²

Sobrecarga (wl) = 200.0 kg/m²

Carga total (w) = Wd + Wl = 314.4 kg/m²

Carga total repartida por vigueta = $S \times W = 0.6 \times 314.4 = 188.64 \text{ kg/m}$

Carga muerta repartida por vigueta $S \times Wd = 0.6 \times 114.4 = 68.64 \text{ kg/m}$

Momento máximo = $M \text{ máx} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{188.64 \times (3.30)^2}{8} = 256.79 \text{ kg-m}$

Cortante máximo = $V \text{ máx} = \frac{Wl}{2} = \frac{188.64 \times 3.30}{2} = 311.26 \text{ kg}$

3. Esfuerzo admisible y módulo de elasticidad

Para viguetas se usa el E prom y los esfuerzos de corte y flexión pueden incrementarse en 10%.

$$E_{\text{prom}} = 90.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_m = 100 \text{ kg/cm}^2 + 10\% = 110 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 8 \text{ kg/cm}^2 + 10\% = 8.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 15 \text{ kg/cm}^2$$

4. Momento de inercia I, necesario por limitación de deflexiones

Para una viga simplemente apoyada.

$$\Rightarrow \frac{5 WL^4}{384 EI} < \frac{L}{K}$$

Despejando I, tenemos :

$$I > \frac{5 WL^3 k}{384 E}$$

Para considerar las deformaciones diferidas al calcular el momento de inercia necesario por deflexiones, es posible usar directamente la fórmula anterior utilizando una carga equivalente como la siguiente:

$$\text{Sobrecarga repartida por vigueta} = 0.6 \times 200 \text{ kg/m}^2 = 120 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{equivalente}} = 1.8 W_d + W_l \text{ (para el cálculo de deflexiones)}$$

$$W_{\text{equivalente}} = 1.8 \times 68.64 + 120 = 243.55 \text{ kg/m}$$

$$\text{Para la carta total, } k = 250, I > \frac{5 \times 243.55 \times (330)^3 \times 250}{384 \times 100 \times 90,000} = 3,166 \text{ cm}^4$$

$$\text{Para la sobrecarga, } k = 350, I > \frac{5 \times 120 \times (330)^3 \times 350}{384 \times 100 \times 90,000} = 2,184 \text{ cm}^4$$

Consideramos el mayor de los dos, I necesario = 3,166 cm⁴

- 5) Módulo de sección Z necesario para resistencia:

$$Z > \frac{M}{F_m} = \frac{256.79 \times 100}{110} = 233.4 \text{ cm}^3$$

- 6) Para una sección de 2" x 8":

$$I \text{ requerido} = 3,166 \text{ cm}^4 > I \text{ 2" x 8" } = 2,286.3 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{ no pasa}$$

$$Z \text{ requerido} = 233.4 \text{ cm}^3 < Z \text{ 2" x 8" } = 240.6 \text{ cm}^3 \dots\dots\dots \text{ pasa}$$

Luego probamos con viguetas de 2" x 10":

$$I \text{ requerido} = 3,166 \text{ cm}^4 < I \text{ 2" x 10" } = 4,608 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots \text{ pasa}$$

$$Z \text{ requerido} = 233.4 \text{ cm}^3 < Z \text{ 2" x 10" } = 384 \text{ cm}^3 \dots\dots\dots \text{ pasa}$$

- 7) Verificación del esfuerzo cortante:

Corte en la sección crítica a una distancia h del apoyo

$$V_h = 311.26 - 188.64 \times 0.24 = 265.99 \text{ kg.}$$

$$\text{El esfuerzo cortante } \dots\dots T = \frac{1.5 V_h}{Bh} = \frac{1.5 \times 265.99}{4 \times 24} = 4.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 4.16 \text{ kg/cm}^2 < f_v = 8.8 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ OK}$$

- 8) Verificación de la estabilidad lateral

Considerando para esta verificación las dimensiones equivalentes comerciales:

$$\frac{H}{B} = \frac{10''}{2''} = 5$$

Necesita de acuerdo a la tabla 8.6 (M.I.D. M.G.A.) una restricción del desplazamiento lateral en apoyos, que se le dará mediante la losa de concreto 1½" de espesor monolítica con la caña chancada, la cual se fijará a las viguetas mediante clavos

9) Longitud de apoyo a:

$$a = \frac{R}{bfc} = \frac{311.26}{4 \times 15} = 5.19 \text{ cm.}$$

usar para el entrepiso viguetas de 2" x 10"

Nota.- Si se hubiera usado de entrepiso un entablado de 1" de grosor la vigueta de 2" x 8" cumplía los requisitos de resistencia.

5.222 Diseño de la Viguetería del Techo

La viguetería del techo está dispuesta octogonalmente a la viguetería del entrepiso, siguiendo los mismos pasos anteriores para una carga muerta de 103 kg/m² y una sobrecarga de 30 kg/m² hallamos la escuadría necesaria.

1) Bases de cálculo:

- a) Se usará madera grupo "C" en estado seco (C.H: 30%)
- b) Para la evaluación de las cargas de peso propio se suponen viguetas de 2" x 6" (4 cm x 14 cm) espaciadas a 0.60 m.

Carga Muerta:

Viguetería	:	8.4 kg/m ²
Techo	:	<u>112.0 kg/m²</u>
		120.4 kg/m ²

sobrecarga: 30 kg/m²

- c) Para carga total más $< \frac{L}{250}$ (admisible)

Para sobrecarga solamente máx $< \frac{L}{350}$

2) Efectos máximos

Peso propio + peso muerto (Wd) = 8.4 + 112 = 120.4 kg/m²

$$\begin{aligned}
 \text{Sobrecarga (W1)} &= 30 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Carga total (W) - Wd + W1} &= 150.4 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Carga total repartida por vigueta} = S \times W = 0.6 \times 150.4 &= 90.24 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Carga muerta repartida por vigueta} = S \times Wd = 0.6 \times 120.4 &= 72.24 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Sobrecarga repartida por vigueta} = S \times W1 = 0.6 \times 30.0 &= 18.00 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Momento máximo} = M_{\text{máx}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{90.24 \times (3)^2}{8} &= 101.52 \text{ kg-m} \\
 \text{Cortante máximo} = V_{\text{máx}} = \frac{Wl}{2} = \frac{90.24 \times 3}{2} &= 135.36 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

3) Esfuerzo admisible y módulo de elasticidad

Idem que para las viguetas de entrepiso

4) Momento de inercia I_x necesario por limitación de deflexiones

Igual que para las viguetas del entrepiso

W equivalente = 1.8 Wd + W1 (sólo para el cálculo de deflexiones)

W equivalente = 1.8 x 72.24 + 18 = 148.03 kg/m

Para la carga total; $k = 250, I > \frac{5 \times 148.03 \times (300)^3 \times 250}{384 \times 100 \times 90,000} = 1,446 \text{ cm}^4$

Para la sobrecarga; $k = 350, I > \frac{5 \times 18 \times (300)^3 \times 250}{384 \times 100 \times 90,000} = 246 \text{ cm}^4$

Consideramos el mayor de los dos, I necesario = 1,446 cm⁴

5) Módulo de sección Z necesario para resistencia:

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{101.52 \times 100}{110} = 92.29 \text{ cm}^3$$

6) Para una sección de 2" x 6"

I requerido = 1,446 cm⁴ > I 2" x 6" = 914.6 cm⁴ no pasa

Z requerido = 92.29 cm³ < Z 2" x 6" = 130.7 cm³ pasa

Luego probamos con viguetas de 2" x 7"

$$I \text{ requerido} = 1,446 \text{ cm}^4 < I_{2" \times 7"} = 1,497.4 \text{ cm}^4$$

$$Z \text{ requerido} = 92.29 \text{ cm}^3 < Z_{2" \times 7"} = 181.5 \text{ cm}^3$$

7) Verificación del esfuerzo cortante

Corte en la sección crítica a una distancia h del apoyo $V_h = 135.36 - 90.24 \times 0.165 = 120.47 \text{ kg}$.

$$\text{El esfuerzo cortante } T = \frac{1.5 V_h}{bh} = \frac{1.5 \times 120.47}{4 \times 16.5} = 2.74 \text{ kg/cm}^2 < f_v =$$

8.8 kg/cm²

8) Verificación de la estabilidad lateral:

Considerando para esta verificación las dimensiones equivalentes comerciales:

$$\frac{H}{B} = \frac{7"}{2"} = 3.5$$

Necesita una restricción sólo en los apoyos, la cual se cumple con exceso al clavarse la caña del techo a la vigueta.

9) Longitud de apoyo a .

$$a = \frac{R}{b f_e} = \frac{135.36}{4 \times 15} = 2.26 \text{ cm}$$

usaremos para el techo viguetas de 2" x 7"

5.223 Diseño de Vigas

En el entrepiso, sobre los muros (1-7), (2-8) y (3-9) de la primera planta, van viguetas dobles de 2" x 10" tanto por facilidad constructiva, para la disposición del entablado como para satisfacer las exigencias resistentes en sí, especialmente sobre el muro (2-8). La viguetería del entrepiso se apoya sobre los muros portantes (1-3), (4-6) y (7-9). Observamos que, necesitamos diseñar una viga (5-5') en el muro (4-6).

Viga (5-5')1. Bases de cálculo:

a) Se usará madera del grupo "C"

b) Cargas a considerarse :

La viga soporta su peso propio, la viguetería de 2" x 10" y el entrepiso de concreto en un ancho tributario de 2.95 mts.

Cargas Muertas (Wd):

- Peso propio de viga propuesta 3" x 6" = 8.19 kg/m

- Viguetas de 2" x 10": $14.4 \text{ kg/m}^2 \times 2.95\text{m} = 42.48 \text{ kg/m}$ - Entrepiso de concreto: $113 \text{ kg/m}^2 \times 2.95 = 333.35 \text{ kg/m}$

Total carga muerta : $384.02 \text{ kg/m} = 384 \text{ kg/m}$

Sobrecarga (Wl):Entrepiso $200 \text{ kg/m}^2 \times 2.95 = 590.00 \text{ kg/m}$

Carga total (Wd + Wl) = 974.00 kg/m

c) Deflexiones

Para la carga total $\Delta \text{ máx} < \frac{L}{250}$

Para la sobrecarga solamente $\Delta \text{ máx} < \frac{L}{350}$

d) la viga se puede considerar como simplemente apoyada, con una luz de 1.20 mts. (luz libre)

2. Efectos máximos

Momento máximo : $M \text{ máx} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{974 \times (1.2)^2}{8} = 175.32 \text{ kg-m}$

Cortante máximo = $V \text{ máx} = \frac{Wl}{2} = \frac{974 \times 1.20}{2} = 584.4 \text{ kg}$

3. Esfuerzo admisible y módulos de elasticidad:

Para vigas se usa el E mín y los esfuerzos admisibles sin ninguna modificación:

$$E \text{ mín} = 55,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_m = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ I} = 15 \text{ kg/cm}^2$$

4. Momento de Inercia L necesario por limitación de deflexiones.

$$I > \frac{5 W l^3 k}{384 E}$$

$$W_{eq} = 1.8 W_d + W_l = 1.8 \times 384 + 590 = 1,282 \text{ kg/m}$$

$$\text{Para la carga total } k = 250, I > \frac{5 \times 1,282 \times (120)^3 \times 250}{384 \times 100 \times 55,000} = 1,312 \text{ cm}^4$$

$$\text{Para la sobrecarga } k = 350, I > \frac{5 \times 590 \times (120)^3 \times 350}{384 \times 100 \times 55,000} = 845 \text{ cm}^4$$

5. Módulo de sección Z necesario por resistencia:

$$Z > \frac{M}{f_m} = \frac{175.32 \times 100}{100} = 175 \text{ cm}^3$$

6. Dando a la viga una sección de 3" x 6" y considerando el peralte de la solera de 1 1/2"; tenemos una sección aproximada de 6.5 cm x 16.5 cm

$$Z \text{ requerido} = 175 \text{ cm}^3 < Z (6.5 \times 14) = 212 \text{ cm}^3$$

$$I \text{ requerido} = 1,312 \text{ cm}^4 < I (6.5 \times 14) = 1,486.3 \text{ cm}^4$$

7. Verificación del esfuerzo cortante:

Corte en la sección crítica a una distancia h del apoyo.

$$V_h = 584.4 - 974 \times 0.14 = 448 \text{ kg.}$$

Esfuerzo cortante:

$$T = \frac{1.5 V_h}{bh} = \frac{1.5 \times 448}{6.5 \times 14} = 7.38 \text{ kg/cm}^2 < f_v = 8 \text{ kg/cm}^2$$

usar para la viga (5-5 ') maderas del grupo "C" con escuadría de 3" x 6".

5.23 Verificación Sísmica

5.231 Procedimiento Estático

Los entrepisos o techos constituidos por viguetas y entablados actúan como transmisores de las fuerzas horizontales hacia los muros. En este caso, estos elementos están también sometidos a fuerzas cortantes, aunque por no ser muros propiamente dichos se les denomina diafragmas. Su papel conjuntamente con el de los muros de corte es importante en la estabilidad total de la edificación (Ref. 3).

El conjunto de diafragmas y muros de corte debe diseñarse para resistir el 100% de las cargas laterales aplicadas, tales como acciones de viento o sismo. Los muros de corte deben ser verificados con los siguientes parámetros obtenidos de los ensayos dinámicos del Prototipo de prueba de la Universidad Católica, ya que los valores obtenidos de ensayos estáticos a escala natural de paneles de quincha sometidos a carga lateral son más conservadores.

$$\text{Resistencia admisible } V_{adm.} = 0.441 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Rigidez de muros } K = 61.22 \text{ Ton/m/m}$$

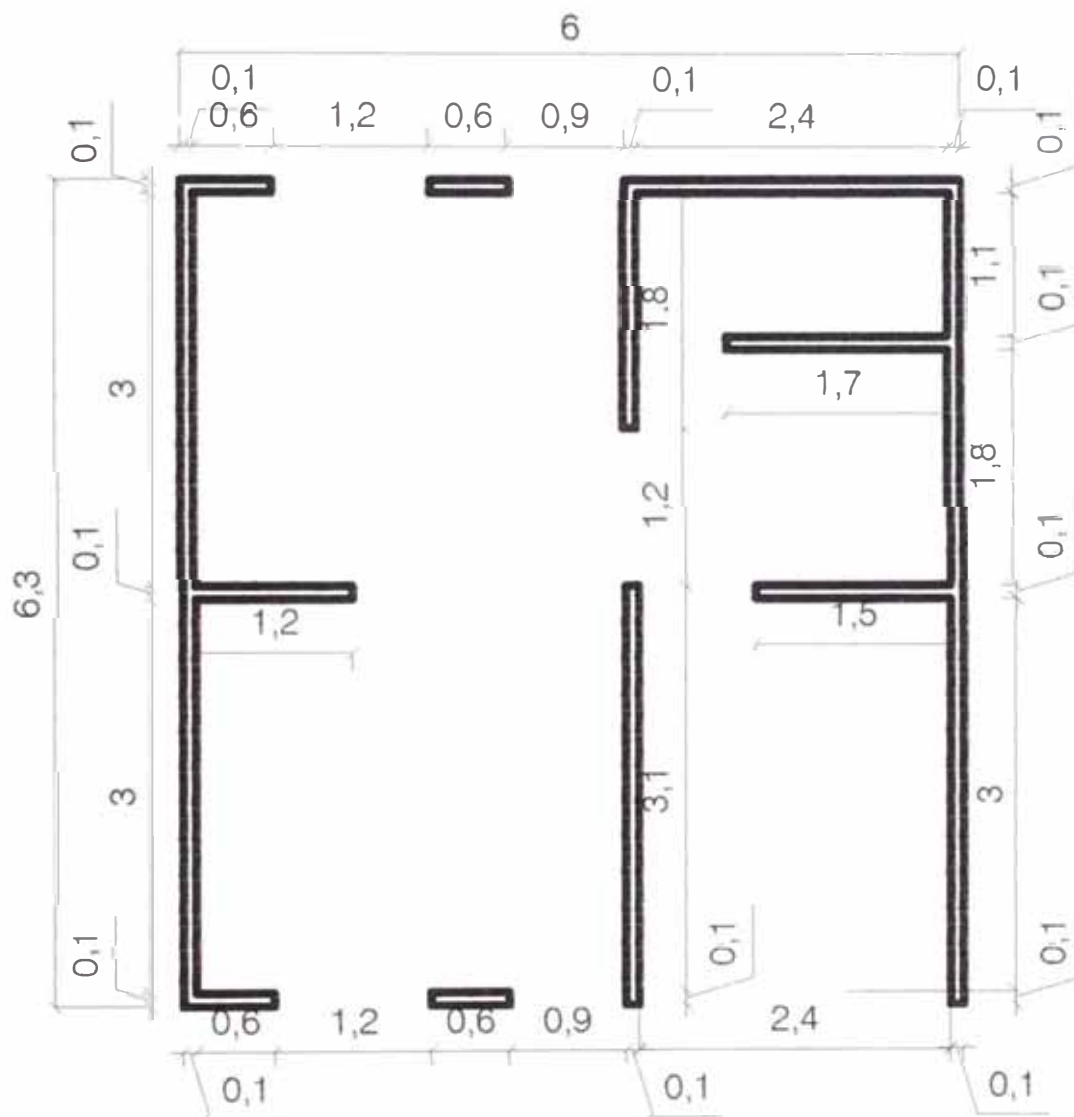
Con dichos valores se debería conseguir lo siguiente:

- a) Limitar los desplazamientos laterales.
- b) Proporcionar la amplitud de las vibraciones.
- c) Proporcionar arriostramiento a otros elementos para impedir su pandeo lateral o lateral torsional.

El procedimiento que a continuación presentamos es de Verificación Sísmica, utilizando valores determinados experimentalmente mediante ensayos dinámicos del prototipo de prueba (apéndice 10.12.56.2) comparando con la fuerza actuante de tal manera que sea menor; la determinación de la fuerza actuante la realizamos mediante procedimientos especificados en el reglamento (Normas de

Diseño Sismo-resistente). Comparativamente aplicaremos el procedimiento con los valores de resistencia y rigidez obtenidos de los ensayos estáticos de paneles utilizando la Norma de 1977 y la Nueva Norma E-030.

PLANTA RESISTENTE A FUERZAS CORTANTES



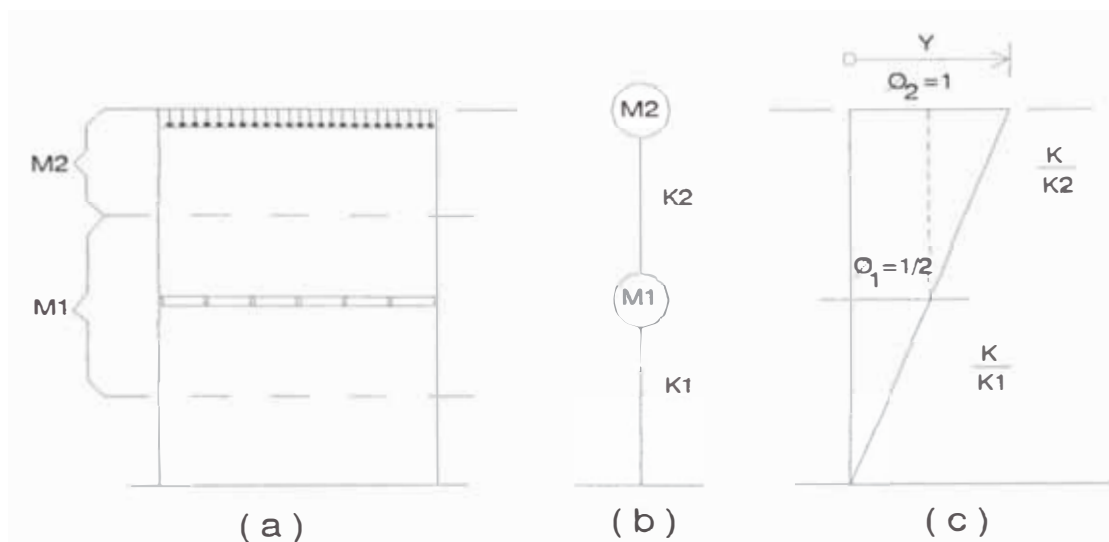
PLANTA 1° PISO

ESCALA 1/50

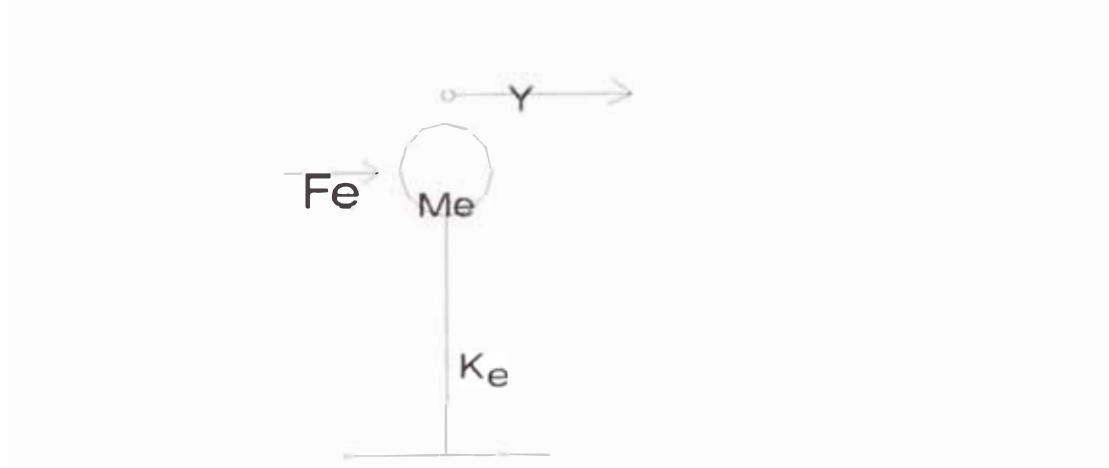
A) Utilizando La Norma Básica de Diseño Sismo –resistente (1977)

1.- Considerando que la figura anterior, muestra la planta de los muros resistentes, pertinentes, pertenecientes al primer piso de la vivienda a verificar. Se debe notar que los espacios ocupados por puertas y ventanas no se consideran como resistentes.

2.- Modelo Matemático



Sólo para hallar el período fundamental, reduciremos a una masa equivalente y una rigidez equivalente bajo el siguiente modelo.



donde la masa equivalente (me) será igual a:

$$Me = \sum M_i \phi_1^2$$

donde .

M_i = Masa definida para cada piso

Δ_i = Desplazamiento correspondiente a la masa M_i

K_e = Rigidez equivalente

$$K_e = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}}$$

Peso de la Estructura

Nomenclatura :

M_2 = Masa del techo, y mitad del muro del segundo piso

M_1 = Masa del entrepiso, más mitad de muros del primer piso.

K_1 = Rigidez total del primer piso

K_2 = Rigidez total del segundo piso

K_e = Rigidez equivalente de la estructura

M2

Techo (Carga muerta):	$0.11 \text{ ton/m}^2 \times 6.3 \text{ m} \times 6.0 \text{ m}$	=	4.158
S/c techo	$: 0.25 \times 0.030 \text{ ton/m}^2 \times 6.3 \text{ m} \times 6\text{m}$	=	0.284
Muros	$: 0.120 \text{ ton/m}^2 \times 31.50 \text{ m} \times \underline{2.10}$	=	<u>4.485</u>
			2
			8.928 ton

M1

Entrepiso (Carga muerta):	$0.11 \text{ ton/m}^2 \times 6.30 \text{ m} \times 6.00 \text{ m}$	=	3.469 Ton
Muros (2° piso):	$0.120\text{ton/m}^2 \times \underline{35.60\text{m}} \times \underline{2.10\text{m}}$	=	4.485 Ton
			2
+ (1° piso):	$0.120\text{ton/m}^2 \times \underline{26.30} \times \underline{2.10 \text{ m}}$	=	3,389 Ton
			2
s/c entrepiso	$: 0.25 \times 0.200 \text{ ton/m}^2 \times 6.3 \times 6\text{m}$	=	<u>1.577 Ton</u>
			12,921 Ton

Masa equivalente

$$M_e = M_1 \varnothing^2_1 + M_2 \varnothing^2_2 \quad (I); \text{ donde: } \varnothing_1 = \frac{1}{2} \text{ y } \varnothing_2 = 1$$

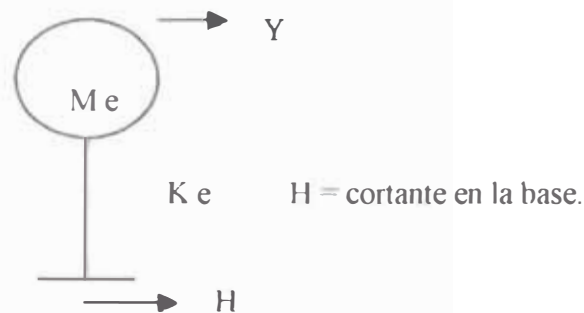
$$M_e = 8.928 (1)^2 + 12.921 (1/2)^2 = \underline{12.16} \text{ Ton}$$

Masa Total: $MT = M_1 + M_2$

$$MT = 8.928 + 12.921 = \underline{21.85} \text{ Ton}$$

3. Modelo matemático

Supondremos un péndulo invertido, con masa M_e y una rigidez K_e , tal como se aprecia en la figura. (Sólo para hallar el período fundamental de la estructura)

4. Rigidez de la estructura soporte

Asumiendo para la rigidez unitaria del panel

$K_u = 61.22 \text{ Ton/m/m} = 0.6 \text{ KN/mm/m}$ (de ensayos dinámicos ver apéndice 10.12.56.2)

Longitud del muro

$$\text{Eje } x = 9.20 \text{ mts.}$$

$$\text{Eje } y = 16.9 \text{ mts.}$$

Rigidez del muro:

$$\text{Eje } x = 61.22 \text{ Ton/m/m} \times 9.2\text{m} = 563 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Eje } y = 61.22 \text{ Ton/m/m} \times 16.9\text{m} = 1,035 \text{ Ton/m}$$

5. Resistencia de muros

Resistencia unitaria del muro = 0.441 Ton/m

Resistencia total por muro :

- Dirección transversal (eje x) = 0.441 t/m x 9.20m = 4.06 Ton
- Dirección longitudinal (eje y) = 0.441 t/m x 16.9 m = 7.45 Ton

6. Período fundamental de la estructura

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{W_e (1)}{g k_e}}$$

$$T_x = 2 \pi \sqrt{\frac{12.16}{9.81 \times 563}} = 0.295$$

$$T_y = 2 \pi \sqrt{\frac{12.16}{9.81 \times 1,035}} = 0.217$$

7. Coefficiente sísmico

$$C = \frac{0.8}{T/T_s + 1.0} (2)$$

T_s = período de vibración del suelo

$T_s = 0.6$ (suelo tipo II)

$$C_x = \frac{0.8}{0.296/0.6 + 1} = 0.54 \rightarrow C = 0.4$$

$$C_y = \frac{0.8}{0.217/0.6 + 1} = 0.59 \rightarrow C = 0.4$$

8. Cálculo de la fuerza cortante (H)

Usando la norma de 1977

$$H = \frac{Z U S C P}{R_d} (3)$$

Donde : $Z = 1$ = Factor de zona = 1
 $U = 1$ = Factor de uso o importancia dado
 $S = 1.2$ = Factor de suelo (tipo 2)
 $C = 0.4$ = Máximo valor del coeficiente sísmico Ref. (3)
 $R_d = 3$ = Factor de ductibilidad para edificaciones de quincha.
 P = Peso total de la edificación

De la tabla de valores, tipo de suelo versus zona sísmica calculamos el valor de H correspondiente al caso más desfavorable, es decir al suelo tipo 3 en la zona I:

$$H = \frac{(1)(1)(1.2)(2.5)}{(3)} P \Rightarrow H = 0.16 P = 0.16 \times 21.85 = 3.50 \text{ Ton}$$

$$H_x = H_y = 3.50 \text{ Ton.}$$

Finalmente esta fuerza sísmica, se debería comparar con la resistente

9. Comparación de la fuerza resistente, frente a la actuante.

Eje "X"

$$\text{Fuerza resistente } F_x = 4.06 \text{ Ton} > \text{Fuerza actuante } H_x = 3.50 \text{ Ton}$$

Eje "Y"

$$\text{Fuerza resistente } F_x = 7.45 \text{ Ton} > \text{Fuerza actuante } H_y = 3.50 \text{ Ton}$$

Luego el diseño sísmico es consistente

Para este procedimiento se han considerado los valores de rigidez y resistencia unitaria de muros obtenidos por métodos dinámicos (prototipo de prueba de 2 pisos de la UPCP) y asumiendo como resultados de estas mismas pruebas un valor de ductilidad $\cong 3$ (cociente aproximado del promedio de deformaciones de la etapa de falla (3ra. Fase), entre el promedio de deformaciones de la etapa elástica; concepto que define la ductilidad de una estructura cualquiera de un material determinado).

B) Utilizando la nueva Norma Técnica de Edificación E-030 (Diseño Sismo resistente)

El procedimiento y valores son los mismos hasta el ítem 6. A partir del ítem 7 se producen las variantes establecidas en la Norma E-030.

7. Coefficiente sísmico

De acuerdo a la nueva Norma el valor del coeficiente sísmico está dado por:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} \text{ donde } C \leq 2.5$$

y T_p – Período de vibración del suelo

T = Período fundamental de la estructura.

Reemp. Valores:

$$C_x = 2.5 \times \left(\frac{0.6}{0.295} \right)^{1.25} = 6.05$$

$$C_y = 2.5 \times \left(\frac{0.6}{0.217} \right)^{1.25} = 8.86$$

$$C = 2.5$$

8. Cálculo de la fuerza cortante H

Usando la última norma E- 030

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} P \quad (3)$$

R_d

Donde: Z = Factor de zona = 0.4

U = Factor de uso o importancia dado = 1.0

S = Factor de suelo (tipo 2) = 1.2

C = Máximo valor del coeficiente sísmico = 2.5

R_d = Factor de ductilidad (3) afectado por un factor igual a 2.17 con respecto a las deformaciones obtenidas en el prototipo dinámico = 6.5

Reemplazando valores en (3) obtenemos para el caso de la vivienda típica (suelo tipo 2 en la zona 3):

$$H = \frac{0.4 \times 1 \times 1.2 \times 2.5}{6.5} P = 0.185 P = 0.185 \times 21.85 = 4.04 \text{ Ton}$$

$$H_x = H_y = 4.04 \text{ Ton}$$

Finalmente comparamos esta fuerza actuante con la resistente.

9. Comparación de la fuerza resistente frente a la actuante

Eje "X"

Fuerza resistente $F_x = 4.06 \text{ Ton} >$ Fuerza actuante $H_x = 4.04 \text{ Ton}$

Eje "Y"

Fuerza resistente $F_y = 7.45 \text{ Ton} >$ Fuerza actuante $H_y = 4.04 \text{ Ton}$

Por lo cual el diseño \longrightarrow usando los parámetros dinámicos de la Norma E-30 es también consistente

Procedimiento utilizando parámetros obtenidos en ensayos estáticos

A) Aplicando la Norma de 1977

El procedimiento y valores son los mismos hasta el ítem 4, donde utilizaremos los valores de rigidez y resistencia de muros obtenidos de los ensayos estáticos de paneles a escala natural sometidos a carga lateral.

4. Rigidez de la estructura soporte

Asumiendo para la rigidez unitaria del panel

$$K_u = 100 \text{ Ton/m/m (de ensayos estáticos con paneles)}$$

Longitud del muro

$$\text{Eje x} = 9.20 \text{ mts.}, \text{ Eje y} = 16.98 \text{ mts}$$

Rigidez del muro:

$$\text{Eje x} = 100 \text{ Ton/m/m} \times 9.20 \text{ m} = 920 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Eje y} = 100 \text{ Ton/m/m} \times 16.90 \text{ m} = 1,690 \text{ Ton/m}$$

5. Resistencia de muros

Resistencia unitaria del muro = 0.30 Ton/m

Resistencia total por muro:

- Dirección transversal (eje x) = $0.300 \text{ T/m} \times 9.20 \text{ m} = 2.76 \text{ Ton}$
- Dirección longitudinal (eje y) = $0.300 \text{ T/m} \times 16.90 \text{ m} = 5.07 \text{ Ton}$

6. Periodo fundamental de la estructura

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_c}{g k_c}} \quad (1)$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{12.16}{9.81 \times 920}} = 0.231$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{12.16}{9.81 \times 1,690}} = 0.170$$

7. Coefficiente sísmico

$$C = \frac{0.8}{T_s + 1.0} \quad (2)$$

Donde:

T_s = periodo de vibración del suelo

$T_s = 0.6$ (suelo tipo II)

$$C_x = \frac{0.8}{0.231 + 1} = 0.58 \rightarrow C = 0.4$$

$$C_y = \frac{0.8}{0.170 + 1} = 0.62 \rightarrow C = 0.4$$

8. Cálculo de la fuerza cortante (H)

Usando las normas de 1977

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d} \quad (3)$$

Donde: Z = Factor de zona = 1

U = 1 = Factor de uso o importancia

S = 1.2 = Factor de suelo (tipo 2)

C = 0.4 = Máximo valor del coeficiente sísmico Ref. (3)

R_d = 4 = Factor de ductilidad para edificaciones de madera.

P = Peso total de la edificación.

De la tabla de valores, tipo de suelo versus zona sísmica calculamos el valor de H correspondiente al suelo tipo 2 en la zona 1.

$$H = \frac{(1)(1)(1.2)(0.4)}{4} P \Rightarrow H = 0.12 P = 0.12 \times 21.85 = 2.62 \text{ Ton}$$

$$\hat{H}_x \times H_y = 2.62 \text{ Ton}$$

Finalmente esta fuerza sísmica se deberá comparar con la resistente.

9. Comparación de la fuerza resistente frente a la actuante

Eje x

Fuerza resistente F_x = 2.76 Tn > Fuerza actuante H_x = 2.62 Tn.

Eje y

Fuerza resistente F_y = 5.07 Tn > Fuerza actuante H_y = 2.62 Tn

Luego el diseño sísmico es consistente

B) Utilizando la nueva Norma Técnica E – 030

El procedimiento y valores son los mismos hasta el ítem 6. a partir del ítem 7 se producen las variantes establecidas en la Norma E - 030.

7. Coefficiente sísmico

De acuerdo a la nueva norma el valor del coeficiente sísmico está dado por:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)^{1.25} = \text{donde } C \leq 2.5$$

Y T_p = Período de vibración del suelo

T = Período fundamental de la estructura

Reemplazando valores:

$$C_x = 2.5 \times \left(\frac{0.6}{0.231} \right)^{1.25} = 8.24$$

$$C_y = 2.5 \times \left(\frac{0.6}{0.170} \right)^{1.25} = 12.09 \Rightarrow C = 2.5$$

8. Cálculo de la fuerza cortante H

Usando la nueva norma E - 030

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} P \quad (3)$$

Donde : Z - Factor de zona - 0.4

U - Factor de uso o importancia = 1.0

S - Factor de suelo (tipo 2) - 1.2

C = Máximo valor del coeficiente sísmico - 2.5

R_d - Factor de ductilidad para construcciones de madera = 7

Reemplazando valores en (3) obtenemos:

$$H = \frac{0.4 \times 1 \times 1.2 \times 2.5}{7} P = 0.171 P = 0.171 \times 21.85 = 3.74 \text{ Tn}$$

$$\hat{H}_x = H_y = 3.74 \text{ Tn}$$

9. Comparación de la fuerza resistente frente a la actuante

Eje x

Fuerza resistente $F_x = 2.76 \text{ Tn} < \text{Fuerza actuante } H_x = 3.74 \text{ Tn}$

Eje y

Fuerza resistente $F_y = 5.07 \text{ Tn} > \text{Fuerza actuante } H_y = 3.74 \text{ Tn}$

● Observamos que nos faltan muros resistentes en el eje x por lo que debemos añadir $\frac{3.74 - 2.76}{0.300} = 3.27 \text{ ml}$ de paneles de quincha en la

dirección x para cumplir los requisitos de resistencia de muros.

De la comparación de ambos procedimientos, observamos que los resultados obtenidos al usar los parámetros dinámicos son menos conservadores que los obtenidos al usar los parámetros estáticos.

Asimismo comprobamos que la Norma E – 030 es más conservadora que la norma de 1977 ya que para el caso de la madera y la quincha los valores de la fuerza cortante actuante (H) son 42.5 % y 15.6% mayores respectivamente que los obtenidos al aplicar los valores de la Norma de 1977.

6.0 EVALUACION FÍSICA DE VIVIENDA TÍPICA

6.10 Observación física de daños

6.10.1 Resumen de observaciones

De la observación de las fotografías tomadas, se establece la ausencia de daños visibles en las uniones críticas determinadas en los ensayos dinámicos.

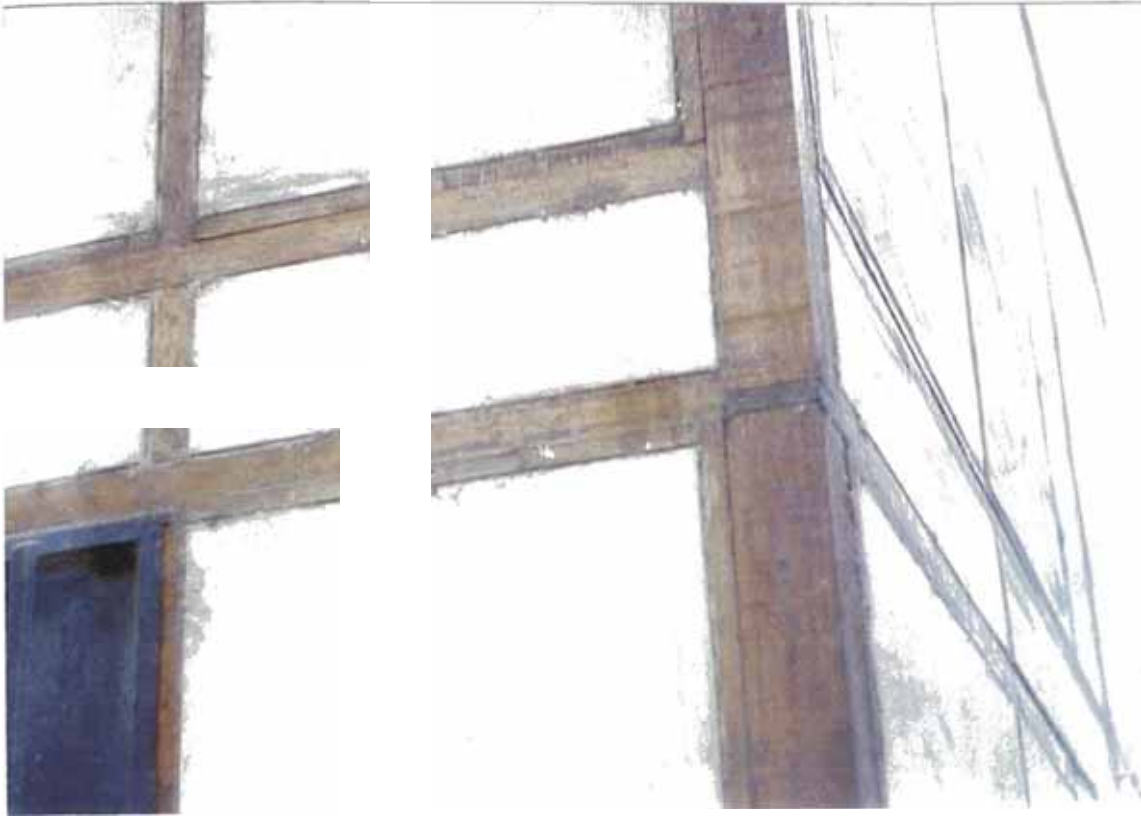
Sólo se observa pequeñas deflexiones en las viguetas, tanto del primer como el segundo piso por la causa ya mencionada anteriormente. Se cambió el entre piso de entablado de madera a losa de concreto de 2" de grosor. Asimismo se consideró en el techo un acabado adicional de cemento-arena de 1" de grosor. Igualmente no se observan fallas en el entrepiso ni en la escalera caracol de concreto. También el estado del tarrajeo tanto interior como exterior de los paneles es óptimo, así como el estado general de pisos, cobertura e instalaciones eléctricas y sanitarias.

Es necesario indicar que el sismo más severo ocurrido durante la vida, útil de la vivienda de quincha evaluada fue el del 18-04.93, ocurrido a las 09:16:21.3 (hora de origen) con latitud 11.75°S y con longitud 76.62°X, con una profundidad del epicentro de 94 km una magnitud de 5.7 MB y una intensidad de grado VI en la zona de la Molina y Puente Piedra y de grado V en la zona de Lima y Ñaña.

6.10.2 Secuencias Fotográficas

Se tomaron fotos en el exterior y en el interior de la vivienda típica de dos pisos de quincha, haciendo énfasis en las uniones críticas o de interés señaladas como tales en el prototipo de pruebas de la PUCP













7.0 EVALUACION TEORICA DEL PROTOTIPO DE PRUEBA

7.10 Generalidades

Normalmente la evaluación física posterior de una edificación cualquiera, nos lleva a la observación de los llamados “daños” de la misma, los cuales son visible y llevan a una determinación concreta de las posibles causas de dichas fallas. El problema se presenta cuando dichos daños no se pueden medir o simplemente no existen, debido a que los sismos presentados en la vida útil de dicha edificación no han sido severos y no han producido daños visibles en las estructuras de la misma.

Esto es lo que observamos en la vivienda típica de 2 pisos de quincha construida hace 12 años en el ININVI. Al revisar las estructuras de la vivienda no se han encontrado daños que nos permitan establecer el estado real de las mismas.

Es por ello importante establecer un procedimiento que permita determinar a priori las características que determinan estos daños; es decir las aceleraciones y desplazamientos máximos esperados de los diferentes niveles de la edificación cuando la misma es sometida a una acción sísmica determinada.

7.20 Aceleraciones y de desplazamientos esperados

El procedimiento planteado anteriormente puede ser comprobado y asumido confiablemente en el módulo de prueba ensayado en la Universidad Católica, ya que al tener las fuerzas, aceleraciones y de desplazamientos reales de la estructura, estas características pueden ser comprobadas teóricamente planteando la metodología siguiente:

Se determinan las matrices de rigidez $[k]$, de masas $[M]$, la matriz modal $[\Phi]$ (conteniendo todas las formas modales como columnas) y a partir de ellas se hallan las fuerzas, aceleraciones y desplazamientos de cada nivel del módulo de prueba, efectuando el análisis modal espectral mediante dos métodos alternativos; utilizando el espectro respuesta de velocidad relativa del sismo de

Mayo de 1970 y el espectro teórico de las Normas Básicas de Diseño Sismo Resistente de 1977 modificado por la nueva Norma E. 030.

Comparando estos valores teóricos con los reales obtendremos la confiabilidad necesaria para poder generalizar este procedimiento y obtener a priori las fuerzas, aceleraciones y desplazamientos esperados para una vivienda de quincha específica, al aplicarse un registro sísmico determinado.

Del anexo 10.11.3 del Apéndice fig. 2 (pág. 129) obtenemos la matriz de rigidez lateral a partir de los ensayos con paneles a carga lateral. La rigidez lateral de cada muro se estima haciendo proporción simple entre la longitud de su base la longitud de la base del panel y las rigideces respectivas. Obtenemos:

$$K_1 = K_2 = \frac{1.75 \text{ T/cm} \times 6\text{m}}{2.4 \text{ m}} = 4.40 \text{ Tn/cm}$$

La matriz de rigidez lateral del módulo queda así definida como:

$$K = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.80 & 4.40 \\ -4.40 & 4.40 \end{bmatrix} \frac{\text{Tn}}{\text{cm}} = \begin{bmatrix} 864 & -432 \\ -432 & 432 \end{bmatrix} \times 10^4 \text{ N/m}$$

Igualmente podemos obtener la matriz de rigidez lateral utilizando los resultados del ensayo dinámico del módulo de quincha de un piso, a partir de las curvas de cortante basal versus desplazamiento horizontal del módulo a nivel del techo, correspondientes a la primera fase del ensayo indicado.

Ver figura 3 (pág. 146 ')

Definimos la matriz de rigidez lateral como:

$$K = \begin{bmatrix} 400 & -200 \\ -200 & 200 \end{bmatrix} \times 10^4 \text{ N/m} = \begin{bmatrix} 4.08 & -2.04 \\ -2.04 & 2.04 \end{bmatrix} \frac{\text{Tn}}{\text{cm}}$$

Igualmente de los datos del anexo 5 referente a los pesos de los componentes del módulo de ensayo se halla el metrado de las cargas o masas que actúan en cada nivel del prototipo ó módulo de ensayo determinando la matriz de masas siguiente:

$$M = \begin{bmatrix} 5.70 & 0.00 \\ 0.00 & 2.35 \end{bmatrix} \quad (\text{Tn})$$

Con estos datos y la matriz de rigidez lateral obtenida en el ensayo del módulo de 2 pisos de la Universidad Católica podemos entrar al cálculo teórico de aceleraciones y desplazamientos esperados a partir de la matriz modal correspondiente.

$$K = \begin{bmatrix} 7.40 & - 3.70 \\ - 3.70 & - 3.70 \end{bmatrix} \quad \text{Tn/cm}$$

Para efectuar la comparación con los desplazamientos reales en la etapa elástica de las pruebas sísmicas, utilizaremos el gráfico N° 10 de “Desplazamientos relativos a la mesa vibradora”, obtenido al aplicar al módulo de prueba la señal correspondiente a la componente N08W del sismo del 31 de Mayo de 1970. Se utilizó el segmento de 27 segundos correspondiente a la parte de movimiento fuerte de la señal.

De este gráfico mediremos los desplazamientos para el primer y segundo nivel y hallaremos luego la media geométrica de cada nivel para comparar estos valores con los valores promedio teóricos que se obtendrán mediante el análisis modal espectral a realizar. Se ha escogido la media geométrica porque es un valor promedio más representativo que la media aritmética, al ser menos afectado que ésta, por los valores extremos.

PESOS DE LOS COMPONENTES DEL MODULO DE ENSAYO

Pesos del Módulo y Sobrecarga

Peso del techo de barro y caña (3.2 x 3.2 m2)	= 640 kg.
Peso de simulación de sobrecarga y losa del primer nivel	= 2830 kg.
Peso de paneles (47.62 m2)	= 5400 kg.
Viguetas y soleras, primer nivel (0.206 m3)	= 285 kg.
Viguetas y soleras, segundo nivel (0.206 m3)	= 140 kg.
Columnas (0.154 m3)	= 105 kg.
Peso total del Módulo y Sobrecarga	= 9400 kg.
Peso de la Base de Fijación al Simulador (1.57 m3 de C°)	= 3779 kg.

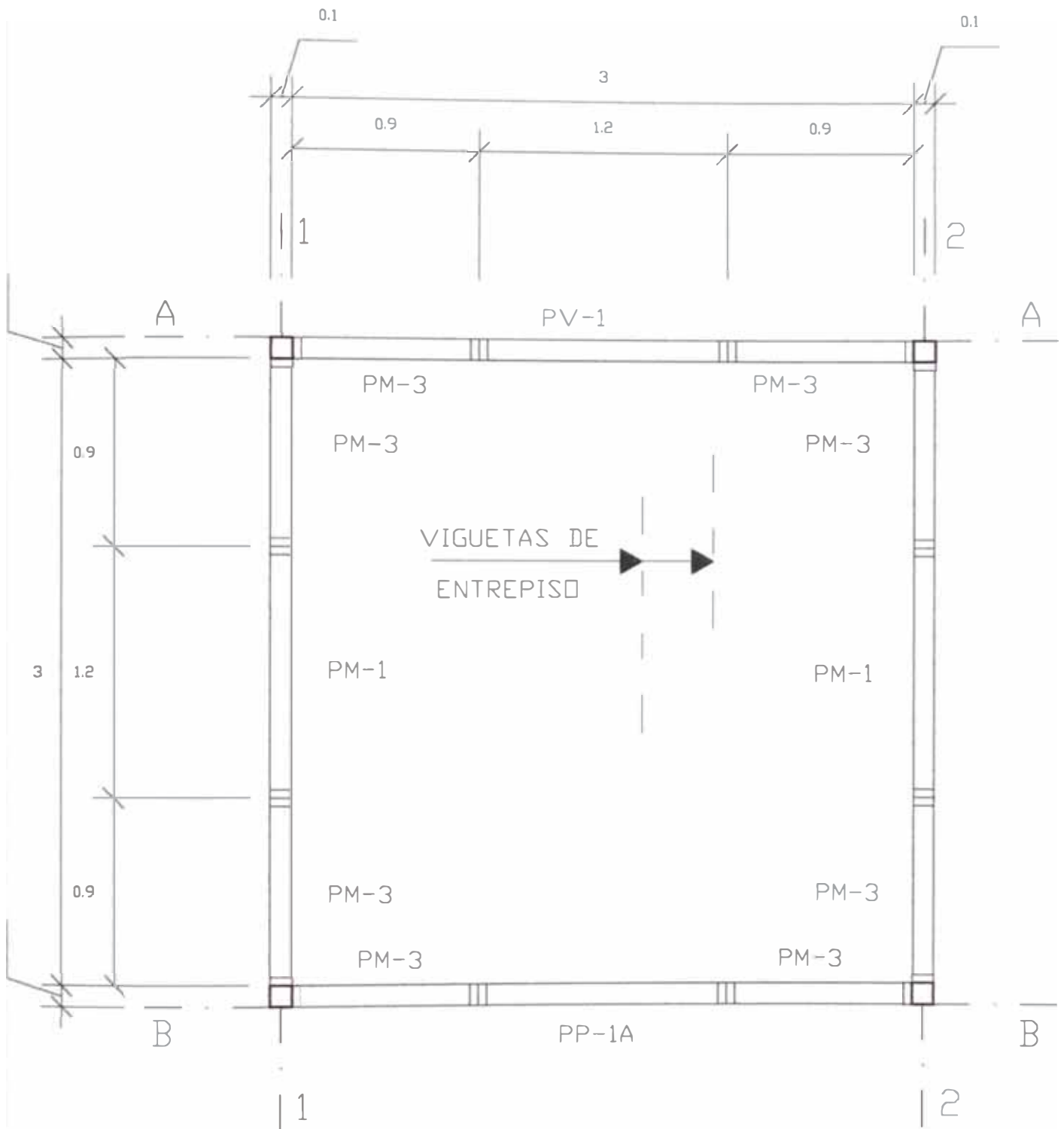
METRADO DE CARGAS

M2 (2° piso)

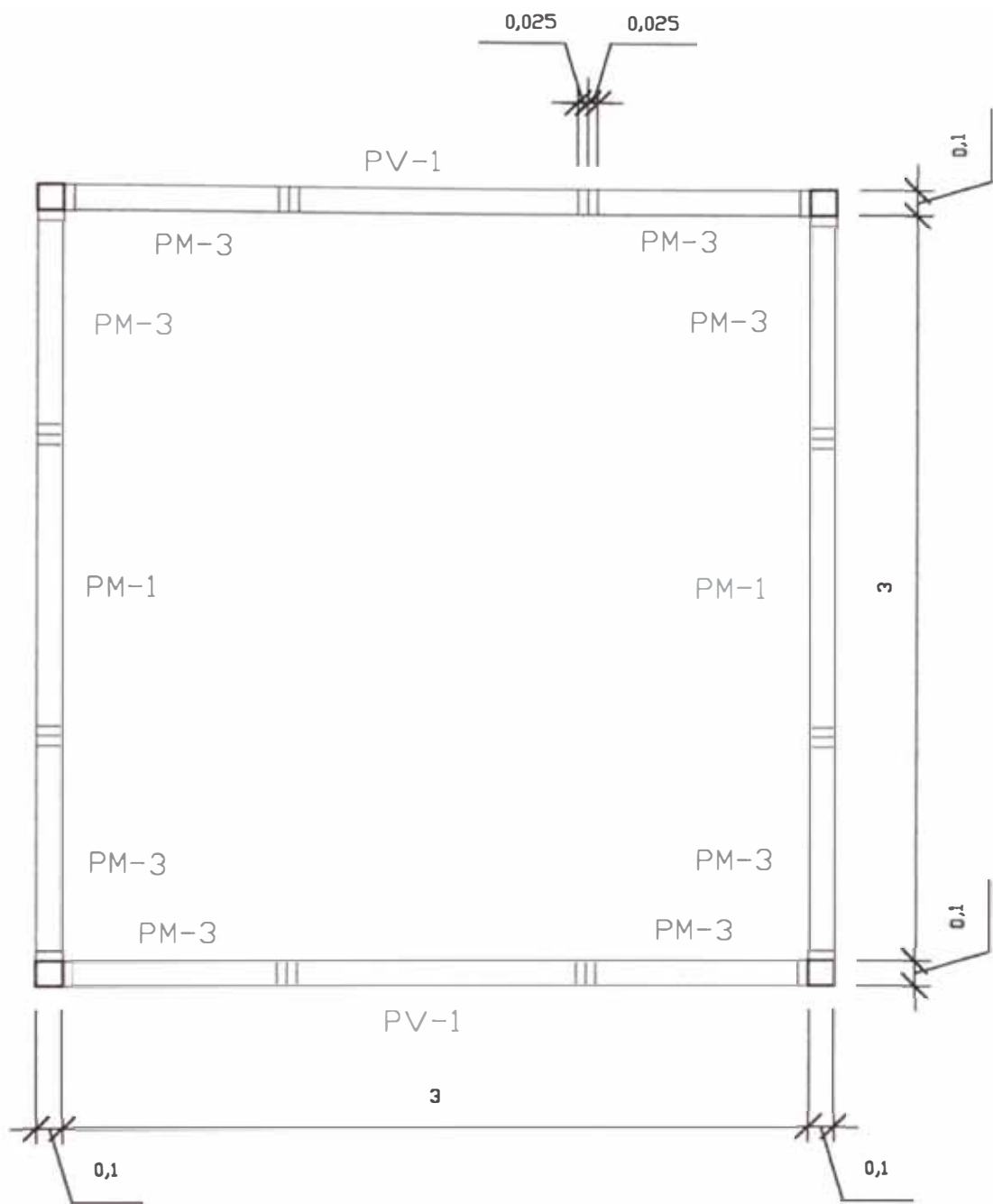
Techo (carga muerta)	= 640 kg.
Muros	= 1520 kg.
Viguetas y soleras	= 140 kg.
Columnas 4 x 4 " x 4" x 6.89 x 1.5 kg/p2	= <u>50 kg.</u>
	2350kg=2.35Tn.

M1 (1° piso)

Entrepiso (carga muerta) + S/C	= 2830 kg.
Muros	= 2530 kg.
Viguetas y soleras	= 285 kg.
Columnas	= <u>55 kg.</u>
	5700kg.=5.70Tn.



PLANTA PRIMER PISO



PLANTA SEGUNDO PISO

**ANÁLISIS SISMICO DINAMICO UTILIZANDO EL ESPECTRO DE LAS
FORMAS BASICAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE (1977)
ACTUALIZADA POR LA NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E-030**

Según las normas de Diseño sismo resistente, para fines de diseño se pueden emplear espectros de forma suavizada que se expresan mediante una función del período fundamental (T) de la estructura y el período predominante del suelo (Tp).

$$C = 2.5 \times \frac{(T_p)^{1.25}}{T} \quad (1)$$

Este coeficiente (c) se define como el factor de amplificación sísmica y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

Se deben cumplir los siguientes límites:

$$C \leq 2.5 \quad Y \quad 0.3 < T_p \leq 0.9$$

La expresión (1) ya está tomando en cuenta las incertidumbres en la valuación de los períodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento y del tipo de suelo.

La aceleración efectiva quedará expresada como:

$$S_a = Cg \quad (2) ; \text{ donde } C = \text{coeficiente sísmico}$$

$$G = \text{aceleración de la gravedad}$$

Las normas prescriben que para diseño debe tomarse en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, mediante espectros reducidos por ductilidad.

$$S_{ad} = \frac{ZUS}{R_d} S_a \quad (3) \text{ Art. 4.3.1.2 de la Norma E-030}$$

$$R_d = \text{Factor de ductilidad}, \text{ donde } Z = \text{Factor de zona}$$

$$U = \text{Factor de uso e importancia}$$

$$S = \text{Factor de suelo}$$

$$R_d = \text{Factor de ductilidad}$$

La edificación que analizamos es una estructura de quincha prefabricada ubicada en Lima.

$Z = 0.4$; Por estar ubicado en la zona 3

$U = 1$; Por ser una edificación común

$S = 1.2$; Factor de suelo tipo 2 ; $R_d = 6.5$; Factor de ductilidad aplicado según deformaciones obtenidas en el prototipo dinámico factoradas por 2.17 (Se ha tomado el promedio entre los valores de albañilería confinada y construcciones de madera).

$T_p = 0.6$; Para suelos de tipo 2

De la ecuación general dinámica: (2)

$[K] [\delta] - W^2 [M] [\delta] = 0$ (I) → Dividiendo entre $[\delta]$ tenemos:

$[K] - W^2 [M] = 0$ (II)

$$\text{Con } K = \begin{pmatrix} 7.40 & -3.70 \\ -3.70 & -3.70 \end{pmatrix} \frac{T_n}{\text{cm}} \text{ y } M = \begin{pmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} T_n - \text{sg } 2 \\ \text{cm} \end{pmatrix}$$

Normalizando ambas matrices con respecto al segundo nivel:

$$K = \begin{pmatrix} 2K & -K \\ -K & K \end{pmatrix} \text{ y } M = \begin{pmatrix} 2.425 \text{ m} & 0 \\ 0 & \text{m} \end{pmatrix} \quad \begin{matrix} K_2 = K \\ K_1 = K \end{matrix} \quad \begin{matrix} W_2 = W \\ W_1 = 2.425 W \end{matrix}$$

Y hacemos el cambio de variable: $\lambda = \frac{W^2 \text{ m}}{K}$ (III)

Aplicando la ecuación general (II) al modelo:

$$\begin{pmatrix} 2K - 2.425 W^2 \text{ m} & -K \\ -K & K - W^2 \text{ m} \end{pmatrix} = K \begin{pmatrix} 2 - 2.425 \lambda & -1 \\ -1 & 1 - \lambda \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{IV})$$

Igualando a cero el determinante de esta matriz :

$$\begin{pmatrix} 2 - 2.425 \lambda - 1 & \\ -1 & 1 - \lambda \end{pmatrix} = 0 \rightarrow (2 - 2.425 \lambda)(1 - \lambda) - 1 = 0$$

Obtenemos la ecuación: $\lambda^2 - 1,82,46 \lambda + 0.4123 = 0$

Donde: $\lambda_1 = 1.5604$ y $\lambda_2 = 0.2642$

* Reemplazando valores en (III) y despejando W_i :

$$W_i = \sqrt{\frac{K \lambda_i}{m}} = \sqrt{\frac{3.70}{0.00240} \lambda_i} = \sqrt{1,541.67 \lambda_i}$$

Para $\lambda = \lambda_1 \Rightarrow W_1 = 49,05 \text{ sg}^{-1}$ y $T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = \frac{2\pi}{49.05} = 0.1281 \text{ sg.}$

Para $\lambda = \lambda_2 \Rightarrow W_2 = 20.18 \text{ sg}^{-1}$ y $T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = \frac{2\pi}{20.18} = 0.3114 \text{ sg.}$

Para hallar los valores de \emptyset reemplazamos los valores de λ en la ecuación (IV):

**
$$\begin{bmatrix} 2 - 2,425 \lambda & -1 \\ -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \emptyset_1 \\ \emptyset_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Para $\lambda = \lambda_1 = 1.5604$

$$\begin{bmatrix} -1.7840 & -1 \\ -1 & -0.5604 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \emptyset_1 \\ \emptyset_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{aligned} -1.7840 \emptyset_1 - \emptyset_2 &= 0 \text{ (a)} \\ -\emptyset_1 - 0.5604 \emptyset_2 &= 0 \text{ (b)} \end{aligned}$$

$$\emptyset_2 = -1.7840 \emptyset_1$$

Haciendo $\emptyset_1 = 1 \Rightarrow \emptyset_2 = -1.7840$

Para $\lambda = \lambda_2 = 0.2642$

$$\begin{bmatrix} 1.3593 & -1 \\ -1 & -0.5604 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \emptyset_1 \\ \emptyset_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{aligned} 1.3593 \emptyset_1 - \emptyset_2 &= 0 \\ -\emptyset_1 + 0.7358 \emptyset_2 &= 0 \end{aligned}$$

$$\emptyset_2 = 1.3593 \emptyset_1$$

Haciendo $\emptyset_1 = 1 \Rightarrow \emptyset_2 = 1.3593$

$$[\emptyset] = \begin{Bmatrix} 1 & 1 \\ -1.7840 & 1.3593 \end{Bmatrix}$$

Aplicando las fórmulas (1), (2) y (3) obtenemos el siguiente cuadro de valores. Considerando la matriz de rigidez obtenida de los ensayos del módulo de quincha de dos pisos

Considerando que : $W_1 = 49.05$ Rad/sg y $W_2 = 20.18$ Rad/sg.

$T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = \frac{2\pi}{49.05} = 0.1281$ sg.; $T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = \frac{2\pi}{20.18} = 0.3114$ sg.

$W_1 = 49.05$

$W_2 = 20.18$

MODO	T (sg)	TS (sg)	C	Sa (cm/sg ²)	Sad (cm/sg ²)
1	0.1281	0.6	2.5	2,450.00	181.00
2	0.3114	0.6	2.5	2,450.00	181.00

De (1): $C_1 = 2.5 \times \left(\frac{TS}{T}\right)^{1.25}$; $C \leq 2.5$

T

$$C_1 = 2.5 \times \left(\frac{0.6}{0.1281}\right)^{1.25} = 17.23$$

$$C_2 = 2.5 \times \left(\frac{0.6}{0.3114}\right)^{1.25} = 5.68$$

Como C_1 y $C_2 > 2.5 \Rightarrow C_1 = C_2 = C = 2.5$

De (2): $Sa = Cg = 2.5 \times 980 = 2,450$ cm/sg²

De (3): $Sad = \frac{ZUS}{Rd} Sa = \frac{0.4 \times 1 \times 1.2 \times 2,450}{6.5} = 181$ cm/sg²

Fuerzas cortantes en la Base

$$FPM_i = \frac{\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} O_{\alpha} i}{\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} (O_{\alpha})^2} \quad (4)$$

$$VB = FPM_i \left(\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} O_{\alpha} \right) Said \quad (5)$$

Con:

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -1.7840 & 1.3593 \end{bmatrix} \quad \begin{array}{l} W_1 = 49.05 \text{ sg}^{-1}; T_1 = 0.1281 \text{ sg.} \\ W_2 = 20.18 \text{ sg}^{-1}; T_2 = 0.3114 \text{ sg.} \end{array}$$

$$[m] = \begin{bmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.0 & 0.00240 \end{bmatrix}$$

Aplicando (4):

$$\hat{\sim} \text{FPm}_1 = \frac{0.00582 \times 1 + 0.00240 \times (-1.7840)}{0.00582 (1)^2 + 0.00240 (-1.7840)^2} = \frac{0.0015384}{0.013458} = 0.1143$$

$$\text{FPm}_2 = \frac{0.00582 \times 1 + 0.00240 \times 1.3593}{0.00582 (1)^2 + 0.00240 (1.3593)^2} = \frac{0.0090823}{0.0102545} = 0.8857$$

Aplicando la fórmula (5) tenemos:

$$V_{1B} = 0.1143 [0.00582 \times 1 + 0.00240 \times (-1.7840)] \times 181 = 0.032 \text{ Tm.}$$

$$V_{2B} = 0.8857 [0.00582 \times 1 + 0.00240 \times 1.3593] \times 181 = 1.456 \text{ Tm.}$$

Fuerzas de inercia para cada modo de vibración

$$F_{ki}^1 = V_{1B}^1 \frac{\Phi_{ki}^1 W_k}{\sum \Phi_{ki}^1 W_k}$$

F_{ki}^1 – Fuerza de inercia para el modo i, nivel k (Tm)

V_{1B}^1 = Cortante de diseño en la base para el modo i (Tm)

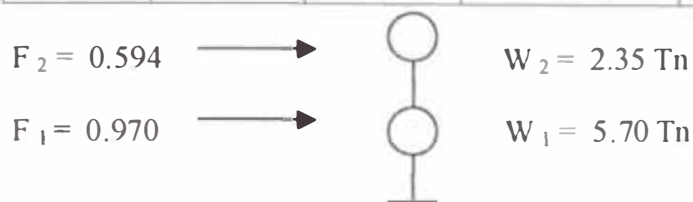
Φ_{ki}^1 = Forma de modo i para el nivel K

W_k = Peso del nivel K (Tm)

MODO	$V B^I$	NIVEL	Φ^i_k	W_k	$\Phi^i_k W_k$	F^i_k
1	0.034	2	-1.7840	2.35	-4.192	-0.089
		1	1.0000	5.70	5.700	0.121
						1.508
2	1.456	2	1.3593	2.35	3.194	0.523
		1	1.0000	5.70	5.700	0.933
						8.894

Fuerzas de diseño por piso

NIVEL	$F_1 k$	$F_2 k$	$ABS/4$	$\sqrt[3]{F^2}$	F. MAX. (Ton)
2	-0.089	10.523	0.164	0.430	0.594
1	0.129	0.933	0.264	0.706	0.970



Desplazamientos de piso

$$X_i = FPM_i \frac{S_{ad}}{W_i^2} \{ \phi_i \} \quad (6)$$

MODO	FPM i	S_{ad} (cm/sg ²)	W_i^2	$S_{di} = \frac{S_{ad}}{W_i^2}$	FPM i S _{di}
1	0.1143	181.00	2,405.90	0.075	0.0086
2	0.8857	181.00	407.23	0.444	0.3933

MODO	NIVEL	FPM i S _{di}	Φ_i	X_i (cm)
1	2	0.0086	-1.7840	-0.015
	1		1.0000	0.009
2	2	0.3933	1.3593	0.535
	1		1.0000	0.393

NIVEL	X_1	X_2	$\frac{ABS}{4}$	$\sqrt[3]{X^2}$	X MAX. (cm)
2	-0.015	0.535	0.138	0.401	0.539
1	0.009	0.393	0.101	0.295	0.396

Los desplazamientos máximos esperados son 5.39 m.m. en el segundo nivel y 3.96 m.m. en el primer nivel.

ANALISIS SISMICO DINAMICO UTILIZANDO EL ESPECTRO DE RESPUESTA DEL SISMO MAYO DEL 70.

a) CALCULO DE MATRIZ MODAL USANDO LAS MATRICES DE RIGIDEZ A PARTIR DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DINAMICO DEL MODULO DE QUINCHA DE UN PISO.

$$K = \begin{pmatrix} 400 & -200 \\ -200 & 200 \end{pmatrix} \times 104 \quad N/m = \begin{pmatrix} 4.08 & -2.04 \\ -2.04 & 2.04 \end{pmatrix} \quad (Tn/cm)$$

$$M = \begin{pmatrix} 5.70 & 0.00 \\ 0.00 & 2.35 \end{pmatrix} (Tn) = \begin{pmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{pmatrix} \frac{(Tn \cdot sg^2)}{cm}$$

De la ecuación general dinámica:

Idem a (2) hasta •

$$\text{con } K = \begin{pmatrix} 4.08 & -2.04 \\ -2.04 & 2.04 \end{pmatrix} \frac{Tn}{cm} \text{ y } M = \begin{pmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{pmatrix} \frac{(Tn \cdot \text{seg}^2)}{cm}$$

• Reemplazando valores en (III) y despejando W_1 :

$$W_i = \sqrt{\frac{K}{m} \lambda_i} = \sqrt{\frac{2.04}{0.00240} \lambda_i} = \sqrt{850 \lambda_i}$$

Para:

$$\lambda_i = \lambda_i = 1.5604$$

$$W_1 = W_i = \sqrt{850 \times 1.5604} = 36.42 \text{ sg}^{-1} \Rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = \frac{2\pi}{36.4} = 0.2710 \text{ seg.}$$

$$\lambda_1 = \lambda_2 = 0.2642$$

$$W_1 = W_2 = \sqrt{850 \times 0.2642} = 14.99 \text{ sg}^{-1} \Rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = \frac{2\pi}{14.99} = 0.4192 \text{ seg.}$$

Para hallar los valores de Φ reemplazamos los valores de λ en la ecuación (IV):

Idem a **

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} 1.00 & 1.00 \\ -1.7840 & 1.3593 \end{bmatrix}$$

I. Análisis modal espectral

A) Considerando el espectro de respuesta del sismo Mayo del 70 (7% de amortiguamiento).

Dirección X

Factores de participación modal para los diferentes modos de vibración.

$$FPM_i = \frac{\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} \Phi_{i\alpha}}{\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} (\Phi_{i\alpha})^2} \quad (1)$$

$$\text{Con: } [\Phi] = \begin{bmatrix} 1.00 & 1.00 \\ -1.7840 & 1.3593 \end{bmatrix}; [m] = \begin{bmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{bmatrix}$$

$$FPM_1 = \frac{0.00582 \times 1.00 + 0.00240 \times (-1.7840)}{0.00582 (1)^2 + 0.0024 (-1.7840)^2} = \frac{0.00154}{0.013458} = 0.1145$$

$$FPM_2 = \frac{0.00582 \times (1.00) + 0.00240 \times 1.3593}{0.00582 \times (1)^2 + 0.00240 \times (1.3593)^2} = \frac{0.00908}{0.010254} = 0.8855$$

Considerando que: $W_1 = 36.42 \text{ Rad/sg.}$ Y $W_2 = 14.99 \text{ Rad/sg}$

$$T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = \frac{2\pi}{36.42} = 0.1725 \text{ sg.}; \quad T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = \frac{2\pi}{14.99} = 0.4192 \text{ sg.}$$

Directamente del espectro de velocidad obtenemos S'_{vi} entrando a la gráfica con el periodo correspondiente a cada forma de modo y teniendo en cuenta el porcentaje de amortiguamiento que estamos considerando para la estructura ($b = 7\%$).

S'_{vi} : Velocidad leída directamente del espectro (200 gals)

$$S_{ai} = W_i S'_{vi} \quad (2)$$

MODO	PERIODO TI (sg)	FRECUENCIA WI (rad/sg)	S'VI (cm/sg)	Sal (cm/sg ²)
1	0.1725	36.42	15.60	568.15
2	0.4192	14.99	38.50	577.12

Fuerzas cortantes en la base

$$V^i_B = FPM_i \left(\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} \phi^i_{\alpha} \right) S_{ai} \quad (3)$$

Cortante en la base para la forma de modo 1:

$$V^1_B = 0.1145 [0.00582 \times 1.00 + 0.0024 \times (-1.7840)] \times 568.15 = 0.100 \text{ Tn.}$$

$$V^2_B = 0.8855 [0.99582 \times (1.00) + 0.0024 \times 1.3593] \times 577.12 = 4.641 \text{ Tn.}$$

Fuerzas de inercia para cada modo de vibración

$$F_{ik} = V^i_B = \frac{\Phi_k W_k}{\sum \phi_k W_k} \quad (4); \text{ Donde}$$

F_{ik} = Fuerza de inercia para el modo i, nivel K (Tn)

V_B^i = Cortante de diseño en la base para el modo i (Tn)

Φ_k^i = Forma de modo i para el nivel K

W_k = Peso del nivel K (Tn)

MODO	V_B^i	NIVEL	Φ_{ik}	W_k	$\Phi_k^i W_k$	F_k^i
1	0.100	2	-1.7840	2.35	-4.192	-0.278
		1	1.00	5.70	5.700	0.378
					1.508	0.100
2	4.641	2	1.3593	2.35	3.194	1.667
		1	1.00	5.70	5.70	2.974
					8.894	4.641

Fuerzas de diseño por piso

NIVEL	F_k^1	F_k^2	$\Sigma ABS/4$	$\sqrt[3]{\Sigma F_k^2}$	F.MAX.	F.DISEÑO
2	-0.278	1.667	0.486	1.268	1.754	0.270
1	0.378	2.974	0.838	2,248	3.086	0.475

$F_2 = 0.270 \rightarrow$



$W_2 = 2.35 \text{ Tn}$

$F_1 = 0.475 \rightarrow$



$W_1 = 5.70 \text{ Tn}$

Desplazamientos de piso

$$X_i = \frac{FPM_i S_{vi}}{W_i} \{\phi\} \quad (5)$$

W_i

MODO	FPMi	Svi (cm/sg²)	Wi (sg- 1)	Sdi = Svi Wi	FPMiSdi
1	0.1145	15.60	36.42	0.428	0.049
2	0.8855	38.50	14.99	2.568	2.274

MODO	NIVEL	FPMiSdi	Φ i	Xi(cm)
1	2	0.049	- 1.7840	- 0.087
	1		1.00	0.049
2	2	2.274	1.3543	3.091
	1		1.00	2.274

NIVEL	X₁	X₂	ΣABS/4	$\frac{3}{4}\sqrt{\Sigma X_2}$	X MAX. (cm)	X DISEÑO (cm)
2	- 0.087	3.091	0.795	2.319	3.114	0.479
1	0.049	2.274	0.581	1.706	2.287	0.352

Los desplazamientos promedio esperados son de 4.79 mm en el segundo nivel y de 3.52 mm en el primer nivel.

Para los valores de diseño consideramos los valores máximos divididos entre un factor de ductilidad igual a 6.5

**b) CALCULO DE MATRIZ MODAL USANDO LOS VALORES DINAMICOS
DEL MODULO DE QUINCHA DE DOS PISOS**

$$K_1 = k_2 = 0.6 \times 6 = \frac{3.6 \text{ KN}}{\text{m.m.}} = 0.370 \frac{\text{Ton}}{\text{m.m.}} = 3.70 \frac{\text{Tn}}{\text{cm}}$$

$$K = \begin{bmatrix} 7.40 & -3.70 \\ -3.70 & 3.70 \end{bmatrix} \frac{(\text{Ton})}{\text{mm}}; \quad [M] = \begin{bmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{bmatrix}$$

De la ecuación general dinámica:

idem a (2) hasta *

$$\text{con } K = \begin{bmatrix} 7.40 & -3.70 \\ -3.70 & 3.70 \end{bmatrix} \frac{(\text{Ton})}{\text{mm}}; \quad M = \begin{bmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{bmatrix} \frac{(\text{Tn}\cdot\text{sg}^2)}{\text{cm}}$$

Reemplazando valores en (III) y despejando W_i :

$$W_i = \sqrt{\frac{K \lambda_i}{M}} = \sqrt{\frac{3.70 \lambda_i}{0.0240}} = \sqrt{1,541.67 \lambda_i}$$

Para:

$$\lambda_i = \lambda_1 = 1.5604$$

$$W_i = W_1 = \sqrt{1,541.67 \times 1.5604} = 49.05 \text{ sg}^{-1} \Rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = \frac{2\pi}{49.05} = 0.1281 \text{ sg}$$

$$\lambda_i = \lambda_2 = 0.2642$$

$$W_i = W_2 = \sqrt{1,541.67 \times 0.2642} = 20.18 \text{ sg}^{-1} \Rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = \frac{2\pi}{20.18} = 0.3114 \text{ sg}$$

Para hallar los valores de ϕ reemplazamos los valores de λ en la ecuación (IV):

Idem a **

$$[\phi] = \begin{pmatrix} 1.00 & 1.00 \\ -1.7840 & 1.3593 \end{pmatrix}$$

I. Análisis modal espectral

Considerando el espectro de respuesta del sismo Mayo del 70 (7% de amortiguamiento).

Dirección X

Factores de participación modal para los diferentes modos de vibración.

$$FPM_i = \frac{\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} \phi^i \alpha}{\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} (\phi^i \alpha)^2} \quad (1)$$

$$\text{Con: } [\phi] = \begin{pmatrix} 1.00 & 1.00 \\ -1.7840 & 1.3593 \end{pmatrix}; \quad [m] = \begin{pmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{pmatrix}$$

$$FPM_1 = \frac{0.00582 \times 1.00 + 0.00240 \times (1.7840)}{0.00582 \times (1)^2 + 0.00240 \times (-1.7840)^2} = \frac{0.00154}{0.013458} = 0.1145$$

$$FPM_2 = \frac{0.00582 \times (1.00) + 0.00240 \times (1.3593)}{0.00582 \times (1)^2 + 0.00240 \times (1.3593)^2} = \frac{0.00908}{0.010254} = 0.8855$$

Considerando que: $W1 = 49.05 \text{ Rad/sg.}$ Y

$$W2 = 20.18 \text{ Rad/sg.}$$

$$T1 = \frac{2\pi}{W1} = \frac{2\pi}{49.05} = 0.1281 \text{ sg.}; \quad T2 = \frac{2\pi}{W2} = \frac{2\pi}{20.18} = 0.3114 \text{ sg.}$$

Directamente del espectro de velocidad obtenemos S'_{vi} entrando a la gráfica con el periodo correspondiente a cada forma de modo y teniendo en cuenta el porcentaje de amortiguamiento que estamos considerando para la estructura ($b=7\%$).

S'_{vi} : Velocidad leída directamente del espectro (200gals)

$$S_{ai} = W_i S'_{vi} \quad (2)$$

MODO	PERIODO $T_i(\text{sg})$	FRECUENCIA $W_i \text{ (rad/sg)}$	S'_{vi} (cm/sg)	S_{ai} (cm/sg^2)
1	0.1281	49.05	12.50	613.12
2	0.3114	20.18	32.00	645.76

Fuerzas cortantes en la base

$$V^1_B = FPM_i \left(\sum_{\alpha=i}^n m_{\alpha} \phi^i_{\alpha} \right) S_{ai} \quad (3)$$

Cortante en la base para la forma de modo i :

$$V^1_B = 0.1145 [(0.00582 \times 1.00 + 0.00240 \times (-1.7840))] \times 613.12 = 0.108 \text{ Tm.}$$

$$V^1_B = 0.8855 (0.00582 \times 1.00 + 0.00240 \times 1.3593) \times 645.76 = 5.193 \text{ Tm.}$$

Fuerzas de inercia para cada modo de vibración

$$F_{ik} = V^1_B \frac{\Phi^i_{kWK}}{\sum \Phi^i_{kWK}} \quad (4); \text{ Donde}$$

F_{ik} = Fuerza de inercia para el modo i, nivel K (Tn)

V_B^i = Cortante de diseño en la base para el modo i (Tn)

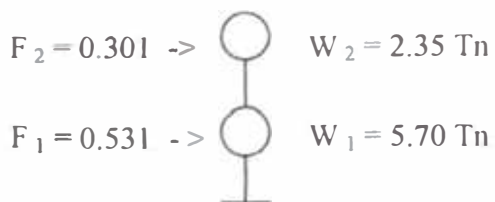
Φ_k^i = Forma de modo i para el nivel K

W_k = Peso del nivel K (Tn)

MODO	V_B^i	NIVEL	ϕ_{ik}	W_k	$\phi_k^i W_k$	F_k^i
1	0.108	2	-1.7840	0.00240	-0.00428	-0.300
		1	1.00	0.00582	0.00582	0.408
					0.00154	0.108
2	5.193	2	1.3593	0.00240	0.00326	1.864
		1	1.00	0.00582	0.00582	3.329
					0.00908	5.193

Fuerzas de diseño por piso

NIVEL	F^1_k	F^2_k	$\Sigma ABS/4$	$3/4 \sqrt{\Sigma F^2}$	F.MAX.	F.DISEÑO
2	-0.300	1.864	0.541	1.416	1.957	0.301
1	0.408	13.329	0.934	2.515	3.449	0.531



Desplazamientos de piso

$$X_i = \frac{FPM_i}{W_i} \sum \{ \phi_i \} \quad (5)$$

MODO	FPMi	Svi (cm/sg ²)	Wi (sg-1)	Sdi = $\frac{Svi}{Wi}$	FPMiSdi
1	0.1145	12.50	49.05	0.255	0.0292
2	0.8855	32.00	20.18	1,586	1.4044

MODO	NIVEL	FPMiSdi	ϕ_i	Xi(cm)
1	2	0.0292	-1.7840	-0.052
	1	0.0292	1.0000	0.029
2	2	1.4044	1.3593	1.909
	1		1.0000	1.404

NIVEL	X ₁	X ₂	$\Sigma ABS/4$	$\sqrt[3]{\frac{\Sigma X^2}{4}}$	X MAX. (cm)	X DISEÑO (cm)
2	-0.052	1.909	0.490	1.432	1.922	0.296
1	0.029	1.404	0.358	1.053	1.411	0.217

Los desplazamientos promedio esperados son de 2.96 mm en el segundo nivel y de 2.17 mm en el primer nivel.

C) CALCULO DE MATRIZ MODAL USANDO LAS MATRICES DE RIGIDEZ A PARTIR DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS CON PANELES A CARGA LATERAL.

$$K = \begin{pmatrix} 864 & -432 \\ -432 & 432 \end{pmatrix} \times 10^4 \text{ N/m} = \begin{pmatrix} 8.80 & -4.40 \\ -4.40 & 4.40 \end{pmatrix} \begin{matrix} (\text{Tn}) \\ \text{cm} \end{matrix}$$

$$M = \begin{pmatrix} 5.70 & 0.00 \\ 0.00 & 2.35 \end{pmatrix} (\text{Tn}) = \begin{pmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{pmatrix} \begin{matrix} (\text{Tn-sg}^2) \\ \text{cm} \end{matrix}$$

De la ecuación general dinámica:

Idem a (2) hasta *

$$\text{Con } K = \begin{pmatrix} 8.80 & -4.40 \\ -4.40 & 4.40 \end{pmatrix} \frac{T_n}{\text{cm}} \text{ y } M = \begin{pmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{pmatrix} \frac{(T_n \cdot \text{sg}^2)}{\text{cm}}$$

* Reemplazando valores en (III) y despejando W_i :

$$W_i = \sqrt{\frac{K}{m \lambda_i}} = \sqrt{\frac{4.40}{0.00240 \lambda_i}} = \sqrt{1,833.33 \lambda_i}$$

$$\text{Para: } \lambda_i = \lambda_1 = 1.5604 \quad W_1 = \sqrt{1,833.33 \times 1.5604} = \underline{53.48 \text{ sg}^{-1}}$$

Para: $\lambda_i = \lambda_2 = 0.2642$;

$$T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = \underline{0.1175 \text{ sg}}$$

$$W_2 = \sqrt{1,833.33 \times 0.2642} = \underline{22.01 \text{ sg}^{-1}}$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = \underline{0.2855 \text{ sg}}$$

Para hallar los valores de ϕ reemplazamos los valores de λ en la ecuación (IV):

Idem a **

$$\begin{pmatrix} 2-2.4225\lambda & -1 \\ -1 & 1-\lambda \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Para $\lambda = \lambda_1 = 1.5604$

$$\begin{pmatrix} -1.7840 & -1 \\ -1 & -0.5604 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{aligned} -1.7840 \phi_1 - \phi_2 &= 0 \quad (\text{a}) \\ -\phi_1 - 0.5604 \phi_2 & \quad (\text{b}) \end{aligned}$$

$$\phi_2 = 1.7840 \phi_1$$

Haciendo $\phi_1 = 1 \Rightarrow \phi_2 = -1.7840$

Para $\lambda = \lambda_2 = 0.2642$

$$\begin{bmatrix} -1.3593 & -1 \\ -1 & 0.7358 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Rightarrow \begin{aligned} 1.3593 \phi_1 - \phi_2 &= 0 \\ -\phi_1 + 0.7358 \phi_2 &= 0 \\ \phi_2 &= 1.3593 \phi_1 \end{aligned}$$

Haciendo $\phi_1 = 1 \Rightarrow \phi_2 = 1.3593$

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -1.7840 & 1.3593 \end{bmatrix}$$

I. Análisis modal espectral

A) Considerando el espectro de respuesta del sismo Mayo del 70 (7% de amortiguamiento).

Dirección X

Factores de participación modal para los diferentes modos de vibración.

$$FPM_i = \frac{\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} \phi_{\alpha i}^2}{\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} (\phi_{\alpha i})^2} \quad (1)$$

$$\text{Con: } [\phi] = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ -1.7840 & 1.3593 \end{bmatrix}; [m] = \begin{bmatrix} 0.00582 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00240 \end{bmatrix}$$

$$FPM1 = \frac{0.00582 \times 1.00 + 0.00240 \times (1.7840)}{0.00582 (1)^2 + 0.00240 (-1.7840)^2} = \frac{0.0015384}{0.013458} = 0.1143$$

$$FPM2 = \frac{0.00582 \times (1) + 0.00240 \times 1.3593}{0.00582 \times (1)^2 + 0.00240 \times (1.3593)^2} = \frac{0.0090823}{0.0090823} = 0.8857$$

Considerando que : $W_1 = 53.48 \text{ Rad/sg.}$ Y

$W_2 = 22.01 \text{ Rad/sg.}$

$$T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = \frac{2\pi}{53.48} = 0.1175 \text{ sg.}; \quad T_2 = \frac{2\pi}{W_2} = \frac{2\pi}{22.01} = 0.2855 \text{ sg.}$$

Directamente del espectro de velocidad obtenemos S'_{vi} entrando a la gráfica con el periodo correspondiente a cada forma de modo y teniendo en cuenta el porcentaje de amortiguamiento que estamos considerando para la estructura ($b=7\%$).

S'_{vi} : Velocidad leída directamente del espectro (200gals)

$S_{ai} = W_i S'_{vi} (2)$

MODO	PERIODO T_i (sg)	FRECUENCIA W_i (rad/sg)	S'_{vi} (cm/sg)	S_{ai} (cm/sg ²)
1	0.1175	53.48	7.00	374.36
2	0.2855	22.01	27.00	594.27

Fuerzas cortantes en la base

$$V^B = FPM_i \left(\sum_{\alpha=1}^n m_{\alpha} \phi_{\alpha}^i \right) S_{ai} (3)$$

Cortante en la base para la forma de modo 1:

$$V^1_B = 0.1143 [(0.00582 \times 1 + 0.00240 \times (-1.7840))] \times 374.36 = 0.066 \text{ Tm}$$

$$V^2_B = 0.8857 (0.00582 \times (1) + 0.00240 \times 1.3593) \times 594.27 = 4.780 \text{ Tn.}$$

Fuerzas de inercia para cada modo de vibración

$$F_{ik} = V_{iB} \frac{\Phi_{ik} W_k}{\sum \Phi_{ik} W_k} \quad (4); \text{ Donde}$$

F_{ik} = Fuerza de inercia para el modo i, nivel K (Tn)

V_{iB} = Cortante de diseño en la base para el modo i (Tn)

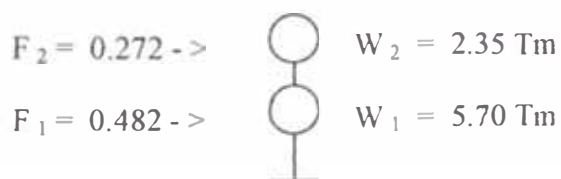
Φ_{ik} = Forma de modo i para el nivel K

W_k = Peso del nivel K (Tn)

MODO	V_{iB}	NIVEL	Φ_{ik}	W_k	$\Phi_{ik} W_k$	F_{ik}
1	0.066	2	-1.7840	2.35	-4.192	-0.183
		1	1.00	5.70	5.70	0.249
					1.508	0.066
2	4.780	2	1.3593	2.35	3.194	1.716
		1	1.0000	5.70	5.70	3.063
					8.894	4.779

Fuerzas de diseño por piso

NIVEL	F^1_k	F^2_k	$\sum ABS/4$	$\sqrt[3]{\sum F^2_k}$	F.MAX.	F.DISEÑO
2	-0.183	1.716	0.475	1.294	1.769	0.272
1	0.249	3.063	0.828	2.305	3.133	0.482



Desplazamientos de piso

$$X_i = FPM_i \frac{S_{vi}}{W_i} \{\phi_i\} \quad (5)$$

MODO	FPMi	Svi (cm/sg)	Wi (sg-1)	Sdi = $\frac{S_{vi}}{W_i}$	FPMiSdi
1	0.1143	7.00	53.48	0.131	0.015
2	0.8857	27.00	23.01	1.227	1.087

MODO	NIVEL	FPMiSdi	Φ_i	X_i (cm)
1	2	0.015	-1.7840	-0.027
	1		1.000	0.015
2	2	1.087	1.3593	1.478
	1		1.000	1.087

NIVEL	X 1	X 2	$\Sigma ABS/4$	$\sqrt[3]{\Sigma X^2}$	X MAX. (cm)	X DISEÑO (cm)
2	-0.027	1.478	0.376	1.109	1.485	0.228
1	0.015	1.087	0.276	0.815	1.091	0.168

Los desplazamientos promedio esperados son de 2.28 mm. en el segundo nivel y de 1.68 mm. en el primer nivel.

Para los valores de diseño consideramos los valores máximos divididos entre un factor de ductilidad igual a 6.5.

RESULTADOS COMPARATIVOS

Los desplazamientos promedio máximos obtenidos efectuando el análisis modal utilizando el Espectro de las Normas Básicas de Diseño Sismo Resistente E-030 son los más cercanos a los valores reales obtenidos en el prototipo de prueba, tal como se aprecia en el cuadro siguiente. Igualmente se grafica la relación entre los desplazamientos promedio máximos teóricos con el máximo desplazamiento real obtenido en cada uno de los niveles del prototipo de prueba.

CUADRO COMPARATIVO DE RESULTADOS

Desplazamientos Promedio	1° Nivel (mm)	2° Nivel (mm)	% Comparat. 1° Nivel	% Comparat. 2° Nivel	Desp. Máximo 1° Nivel (mm)	Desp. Máximo 2° Nivel (mm)
Desplazamientos reales del prototipo de pruebas UPCP.	4.36	5.57	100.00	100.00	18.95	20.40
Desplazamientos utilizando matriz rigidez de ensayos estáticos a carga lateral usando espectro respuesta de Mayo 1970.	1.68	2.28	38.53	40.93	$\frac{\% \text{ Desp. Prom.}}{\text{Desp. máx.}}$ 8.86	$\frac{\% \text{ Desp. Prom.}}{\text{Desp. máx.}}$ 11.18
Desplazamientos utilizando matriz rigidez de ensayos dinámicos en prototipo de un piso usando espectro respuesta de Mayo 1970.	3.52	4.79	80.73	85.00	$\frac{\% \text{ Desp. Prom.}}{\text{Desp. Máx.}}$ 18.58	$\frac{\% \text{ Desp. Prom.}}{\text{Desp. Máx.}}$ 23.48
Desplazamientos utilizando matriz rigidez de ensayos dinámicos en prototipo de dos pisos usando espectro respuesta de Mayo 1970.	2.17	2.96	49.77	53.14	$\frac{\% \text{ Desp. Prom.}}{\text{Desp. máx.}}$ 11.45	$\frac{\% \text{ Desp. prom.}}{\text{Desp. máx.}}$ 14.51
Desplazamientos utilizando matriz de rigidez de ensayos dinámicos en prototipo de dos pisos usando espectro teórico de las normas básicas de diseño sismo resistente (1977 - E-030).	3.96	5.39	90.83	96.77	$\frac{\% \text{ Desp. prom.}}{\text{Desp. máx.}}$ 20.90	$\frac{\% \text{ Desp. prom.}}{\text{Desp. máx.}}$ 26.42

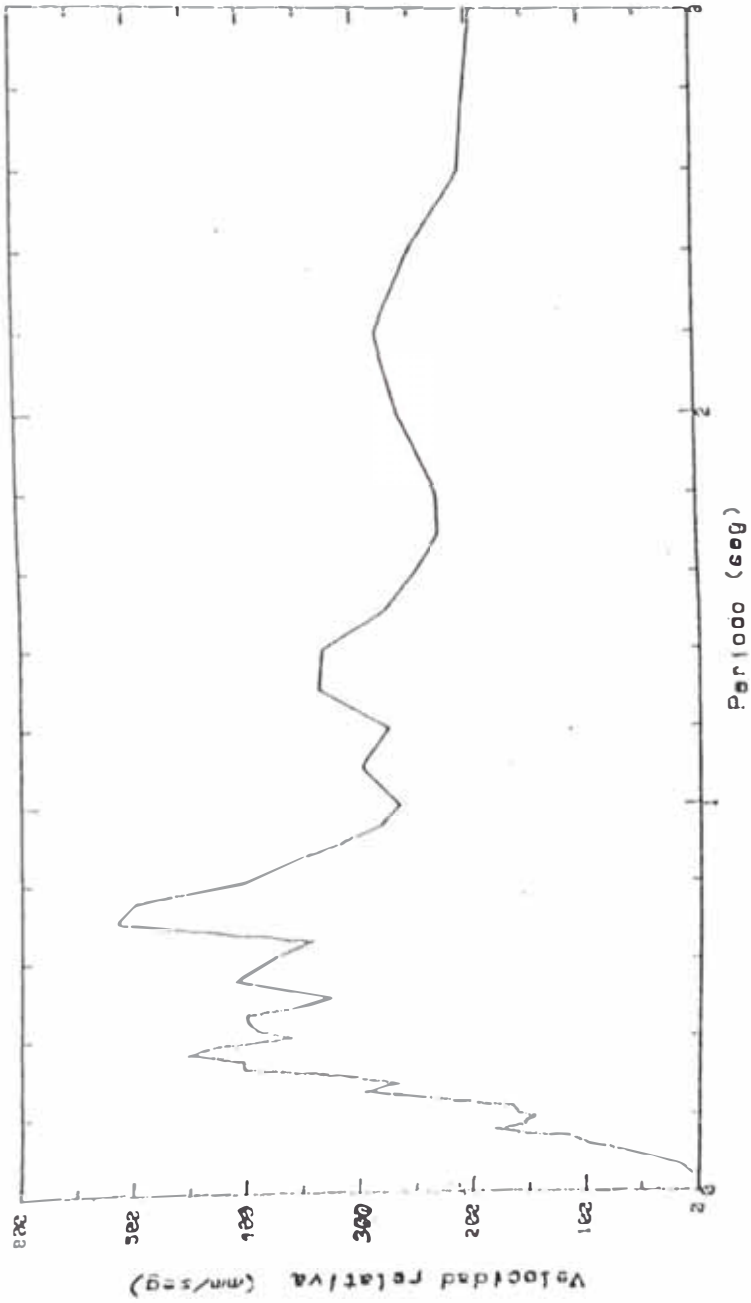
Del cuadro anterior se desprende que el análisis modal utilizando el Espectro Teórico de las Normas Básicas de Diseño Sismo Resistente (Norma E-030) nos da los desplazamientos más cercanos a los valores reales 96.77 % en el 1er piso y 90.83% en el 2do nivel con un promedio de aproximación general de 93.80 %.

La ventaja adicional de este método radica en el hecho que no necesitamos un espectro de respuesta específico, lo cual implicaría efectuar ensayos dinámicos en la edificación por construir elevada a una escala natural o reducida. Solamente se necesita los datos físicos de la construcción, como son la matriz de rigidez y la matriz de masas. Por esta razón este método es el más adecuado para efectuar un análisis teórico que nos determine a priori los desplazamientos y aceleraciones esperados en una construcción específica.

GRAFICO 2

ESPECTRO DE RESPUESTA DE VELOCIDAD RELATIVA

PROYECTO: MODULO DE QUINCHA EN DOS PISOS
SEÑAL: SISMO MAYO 70 - Corrida A Dmax = 30 mm -



Amortiguamiento: 7 % crit.

8.0 PROPUESTA DE ORMAS

8.10 Normas de diseño estructural para construcciones de dos pisos en quincha prefabricada.

1) Alcance

La norma comprende el uso de la quincha como sistema constructivo a base de paneles portantes prefabricados de quincha, así como las características, comportamiento y diseño de éstos. El objetivo del diseño de construcciones de quincha es proyectar edificaciones de uno y dos pisos que resistan las acciones sísmicas adecuadamente, evitando la posibilidad de colapso de las mismas.

o se contemplan las soluciones especiales, consistentes en la combinación de la quincha con otros materiales conformando estructuras aporticadas o mixtas.

Los proyectos que se elaboren con especificaciones y consideraciones distintas a las establecidas en estas normas, serán respaldadas con el estudio técnico respectivo.

2) Requisitos generales

- 2.1 El proyecto arquitectónico de construcciones de quincha prefabricada, deberá adecuarse a los requisitos estructurales señalados en la presente norma.
- 2.2 Las construcciones de quincha en uno y dos pisos serán diseñadas por un método racional de comportamiento elástico de los paneles portantes de quincha prefabricada, de acuerdo a los esfuerzos admisibles establecidos en los ensayos estáticos y dinámicos efectuados a la fecha.
- 2.3 Las dimensiones y requisitos que se estipulan en los artículos siguientes tienen únicamente el carácter de mínimos y no eximen de manera alguna del estudio y cálculo correspondiente, que serán los que definan las dimensiones y requisitos a usarse en el diseño, de conformidad con la función de los elementos y de la construcción en su conjunto.

2.4 Las construcciones de quincha se limitarán a un máximo de dos pisos con una altura máxima de panel de 2.40 mts y una altura libre máxima de 2.55 mts entre piso y vigueta de entrepiso o techo, pudiendo ésta llegar hasta 3.60 mts en la parte más alta de los tímpanos en caso de techos inclinados o a dos aguas.

2.5 Independientemente de los criterios establecidos para dimensionar los elementos de una construcción de quincha, se deberá estudiar adicionalmente la colocación de refuerzos y/o arriostres que mejoren el comportamiento interno de la estructura.

3. **Definiciones**

3.10 Prefabricación

Proceso de construcción de elementos en serie ya sea fuera de la obra o dentro de ella y su colocación posterior en la misma en forma relativamente simple.

3.11 Quincha:

Edificación urbana o rural estructurada mediante bastidores de madera, sobre los cuales se encuentra clavada, amarrada o trenzada convenientemente a modo de membrana la caña (caña brava o carrizo); sobre la cual se extiende por ambas caras un revoque primario de barro y sobre él un acabado frotachado de mezcla cemento, yeso, arena o similar.

3.12 Quincha prefabricada

Edificación de quincha de uno o dos pisos, constituida por paneles portantes típicos armados en talleres de carpintería dentro o fuera de la obra; los cuales serán luego transportados a la misma para su montaje y posterior enlucido y acabado.

3.13 Panel típico

Panel portante típico de quincha de 1.20 mts de ancho por 2.10 mts. O 2.40 mts de altura y de 4" (0.10 mts) de grosor constituido por un armazón de madera o

bastidor, relleno con carrizo o caña brava; el cual será revestido con un enlucido primario de barro y finalmente con un tarrajeo acabado frotachado 1:5:5, cemento, yeso, arena.

3.14 Bastidor de madera:

Armazón de madera (Grupo C *), constituido por dos pie derechos de 1" x 4" x 7" o 8", dos soleras, superior e inferior de 1" x 4" x 4"; dos arriostres horizontales de 1" x 3" ubicados en los tercios de la altura y dos topes de 1" x 1 1/2" x 4" ubicados en el centro de las soleras superior e inferior. Todos estos elementos se conectarán entre si utilizando clavos de 2" y 3".

La alternativa es utilizar escuadria de 1 1/2" x 3" en soleras y pie derechos.

3.15 Relleno con caña:

Relleno del bastidor a base de unidades de carrizo o caña brava de 1" de grosor como máximo. Estos elementos (cañas) se colocarán verticalmente auto sujetados entre los topes superior e inferior y tejidos entre los arriostres horizontales en forma alternada, a todo lo ancho del panel, sin dejar vacíos entre ellos.

3.16 Tarrajeo primario:

Estará constituido por una capa de barro paja (4:1) en volumen, el cual cubrirá el relleno de carrizo por ambas caras del panel sin dejar vacíos.

3.17 Tarrajeo acabado:

El acabado final del revestimiento será un tarrajeo frotachado a base de un mortero cemento – yeso – arena fina en proporción 1:5:5 enrasado con el ancho de los pie derechos. En caso de usar pie derechos y soleras de 1 1/2" x 3", el tarrajeo cubrirá dichos elementos.

3.18 Panel puerta:

Panel de 1.20 x 2.10 o 2.40 mts. Con un vano de 0.90 x 2.10 mts de ancho para * Clasificación Estructural de Maderas Tropicales- "Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino".

colocar la puerta respectiva. Se arma en forma similar al panel típico, con un ancho de 0.30 mts y pié derechos de 1" x 4" o 1 ½" x 3" que hacen el papel de marco.

3.19 Panel ventana:

Panel de 1.20 x 2.10 o 2.40 mts. Constituido por un vano superior de 0.30 x 1.20 mts en el caso de ventana alta y de 1.20 x 1.20 mts en el caso de ventana baja. La parte inferior se arma en forma similar al panel típico usando las mismas secciones de madera y el mismo relleno de carrizo o caña brava; en caso de ventana baja se teje la caña horizontalmente.

3.20 Tímpano principal:

Panel rectangular de 1.20 mts de altura promedio, cuya finalidad es dar inclinación al techo de las viviendas de uno o dos pisos. Se arma en forma similar al panel típico, teniendo una longitud variable de acuerdo al vano por cubrir, clavándose sobre la viga solera ubicada en la parte superior de los paneles típicos.

3.21 Tímpano lateral:

Panel triangular de 1.20 mts de altura promedio, cuya finalidad es efectuar el cerramiento del vano lateral originado por el tímpano principal, sea este central o extremo.

3.22 Columnas:

Serán de madera grupo C y estarán constituidas por pié derechos de 4" x 4" o 3" x 3" de acuerdo al grosor de los paneles usados y que tienen como función, además de ayudar a la modulación del conjunto, amarrar o confinar los paneles a la cimentación y al entepiso y/o techado.

3.23 Vigas Soleras:

Las vigas soleras serán de madera grupo C y tendrán una sección mínima de 1 ½" de peralte por el grosor de los paneles usados y cuya función consiste en repartir sobre ellos las cargas del techo, así como transmitir las cargas horizontales

provocadas por los sismos.

3.24 Viguetas:

Vigas de madera (Grupo C) de sección variable, cuya función es soportar y transmitir las cargas verticales del entrepiso y/o techo a los paneles portantes a través de las vigas soleras.

3.25 Altura libre del muro:

Es la distancia vertical entre elementos de arriostre horizontales, es decir entre sobrecimientos y vigas soleras o entre vigas soleras en el caso de construcciones de dos pisos.

3.26 Luz libre:

Distancia horizontal entre paneles portantes que permite diseñar las viguetas a utilizar para el entre piso y/o techado

4) Estructuras

4.1. Bases de estructuración

4.1.1. En general, en viviendas de quincha en dos niveles, donde la masa del entrepiso del primer nivel es muy superior a la del techo del segundo nivel, se espera que en sismos severos el daño se concentre en los paneles del primer nivel, y el segundo piso se comporte como un bloque rígido desplazándose horizontalmente respecto a la base.

4.1.2 De acuerdo a los ensayos dinámicos efectuados se comprueba que las construcciones de quincha en dos pisos fallan en el primer piso, al concentrarse en los paneles de este nivel la disipación de energía debida a la degradación de la rigidez del conjunto. La falla se origina por la fricción que se desarrolla en las uniones clavadas de los elementos de madera y en el relleno de los paneles del primer nivel, mientras el segundo nivel se comporta casi elásticamente.

- 4.1.3 Las construcciones de quincha deben ser diseñadas con suficiente longitud de paneles en cada dirección, de ser posibles todos colaborantes (soportar el peso del techo), cuya planta tienda a ser simétrica, preferentemente cuadrada, con vanos pequeños y luces máximas de 3.60 mts entre paneles portantes. La distribución arquitectónica debe obedecer a este esquema.
- 4.1.4 Adicionalmente se deben considerar las columnas de anarre colocadas adecuadamente, en los cruces de paneles perpendiculares, esquinas, o a una separación máxima de cuatro paneles en los casos de tramos largos. De acuerdo a las fallas observadas en los ensayos dinámicos del módulo de 2 pisos se deben considerar adicionalmente refuerzos metálicos en las esquinas para evitar el desplazamiento excesivo del panel del primer piso con respecto a la columna y viga solera de confinamiento, que pueda hacer colapsar la estructura.

4.2 CONJUNTO ESTRUCTURAL

El conjunto estructural de las construcciones de quincha de dos niveles está constituido por:

- a) cimentación
- b) muros
- c) vigas soleras de madera como elementos de arriostre horizontal.
- d) Columnas de madera como elementos de arriostre vertical.
- e) Entrepiso
- f) Techo
- g) Refuerzos adicionales

4.2.1 Cimentación

La cimentación deberá transmitir la carga de los paneles portantes al terreno de acuerdo a su esfuerzo permisible y tendrá una profundidad y ancho mínimos de 40 cm.

Los cimientos serán corridos y amarrados todos entre si para evitar asentamientos diferenciales. Serán de concreto ciclópeo 1:10 (cemento-hormigón) con 30% de piedra grande. Los sobrecimientos serán de concreto ciclópeo 1:8 (cemento – hormigón) con 2.5% de piedra mediana y de un ancho igual al grosor del panel tarrajado. Llevarán cada 0.60 mts un alambre N° 8, que se colocará antes del vaciado y que servirá posteriormente para fijar los paneles al sobrecimiento. La alternativa es dejar tacos de madera embebidos en la parte superior del sobrecimiento, para clavar en ellos las soleras inferiores de los paneles. Los tacos serán de 2" x 4" x 6" y se anclarán en el concreto del sobrecimiento mediante clavos de acero de 4".

4.2.2 Muros

Cada muro constará esencialmente de uno o varios paneles, formados cada uno por listones o marcos de madera de acuerdo a lo descrito en el capítulo de Definiciones. Estos marcos que junto con el relleno de caña y el revestimiento forman los muros, son los elementos básicos para la resistencia a los sismos de la construcción.

Normalmente los tableros de pisos o cielo rasos, no son tan rígidos como para ligar los muros entre si y producir ante las cargas horizontales un desplazamiento igual en todos ellos; de ahí que sobre cada línea de muros, actuará una carga horizontal proporcional a la suma de cargas verticales que actúan directamente sobre ellas. En consecuencia, cada eje de muros deberá contar por lo menos con un paño capaz de absorber los esfuerzos de sismo según su plano; los demás componentes deben ir ligados a los paños de muro resistentes mediante elementos que son capaces de transmitir los esfuerzos producidos en ellos por los sismos.

Cuando el sismo actúa sobre dos sistemas de muros perpendiculares entre sí, cada uno de estos sistemas absorberá la componente horizontal del esfuerzo horizontal según su plano.

Si la dirección del sismo coincide con uno de los sistemas de muros, este deberá absorber el total del esfuerzo provocado por su propio peso y el de las cargas que sobre él inciden, más el provocado por el peso y cargas de todo el resto de la estructura. Como norma general de diseño será conveniente estudiar una distribución de los muros lo más simétrica posible en la planta de la estructura, con la finalidad de evitar los efectos de torsión que pueda provocar el sismo.

4.2.3 Vigas soleras

Los paneles llevarán en la parte superior, soleras de madera con la finalidad de repartir sobre ellos las cargas del techo; al mismo tiempo servirán para la transmisión de cargas horizontales provocadas por los sismos.

Estas soleras serán de un ancho igual al espesor del panel y tendrán un peralte mínimo de 1 ½". Estos elementos deberán ser en lo posible de una sola pieza, evitando en caso contrario las uniones sobre los vanos de puertas y ventanas.

4.2.4 Columnas

Con el fin de otorgar una mayor rigidez a la estructura, es decir mayor de la que pueden aportar los paneles y como un medio de confinamiento de los mismos, se recomienda colocar columnas de madera de sección cuadrada y de lado igual al espesor del panel. Estas columnas se colocarán en los cruces de paneles perpendiculares o a una separación máxima de cuatro paneles en los casos de tramos largos. Las columnas deben estar cimentadas a una profundidad máxima de 0.50 mts sobre una base de concreto, llenando la excavación para hacer esta cimentación con el mismo material de la base, parte de la madera que se introduce en el suelo debe ser tratada previamente mediante una capa de alquitrán para impermeabilizarla y evitar su putrefacción. Así mismo llevarán en su parte inferior clavos de 4" que servirán de anclaje en el concreto del cimiento corrido. Las columnas del segundo piso serán discontinuas con respecto a las del primero, naciendo aquellas a partir de la cara superior de las vigas soleras del primer piso, y se fijarán a ellas mediante clavos lanceros de 4". Con ello se ayuda a garantizar la transmisión del cortante entre el primer y segundo nivel.

4.2.5 Entrepiso

El entrepiso típico utilizado tanto en el prototipo de prueba como en el módulo demostrativo construido en el ININVI y recomendado para estas normas consta de una losa de concreto armado de 4 cms de espesor, colocada sobre caña chancada que se apoya sobre viguetas de madera.

En los ensayos dinámicos se ha comprobado el buen comportamiento de esta losa como elemento diafragma transmisor de fuerza cortante entre paneles del mismo nivel y entre el primer y segundo nivel. La alternativa es utilizar un entablado de madera de 1" o 1 ½" clavado perpendicularmente a las viguetas.

4.2.6 Techo

La estructura del techo será en lo posible simplificada hasta constituir un solo envigado para el cielo raso y el soporte de la estructura. Se recomienda emplear un material de cobertura que dentro de los límites del costo sea el más liviano posible y acepte las menores pendientes compatibles con las condiciones climáticas del lugar.

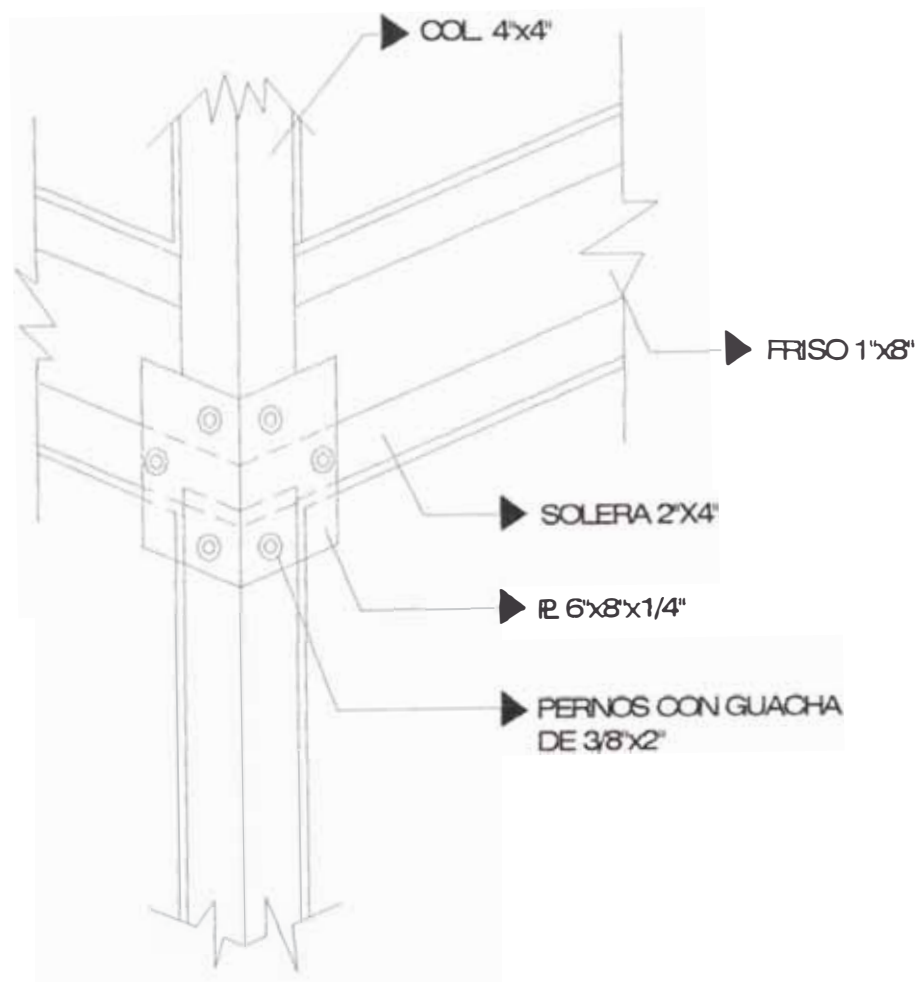
Las recomendaciones anteriores, de orden general para cualquier construcción económica, situadas en zonas de actividad sísmica, son el especial válidas para las casas con paneles de quincha u otro material liviano, cuyo menor peso relativo las hace sensibles al alza del centro de gravedad y la tendencia al volcamiento que produce una cobertura pesada.

Debido a estas circunstancias y considerando el aspecto económico se ha considerado una cobertura de torta de barro + paja (4:1) de 2 cms de espesor acabada con una mezcla de cemento pulido 1:5, cemento – arena de 2 cms de espesor sobre cañas chancadas, que a su vez se apoyan sobre viguetas de madera. Finalmente se le aplica para impermeabilizar la superficie una capa de alquitrán o asfalto. Como alternativa se puede utilizar calamina galvanizada o plancha eternit tipo sábana roja sobre la torta de barro.

4.2.7 Refuerzos adicionales

De acuerdo a los ensayos dinámicos es conveniente reforzar la unión entre columnas y soleras en las esquinas para evitar fallas que puedan llevar al colapso de la estructura en caso de sismos severos.

Planteamos como una alternativa utilizar una plancha tipo ángulo recto de $\frac{1}{4}$ " de grosor por 6" de ala y 8" de largo con tres tornillos autoroscantes de $\frac{3}{8}$ " x 2" en cada cara de las columnas extremas en la unión con la solera respectiva según el detalle siguiente. También se puede usar pernos pasantes (2 en cada cara) de $\frac{5}{8}$ " x 6".



Es necesario indicar que la separación de las columnas del primer piso se produce en la tercera etapa del movimiento (Fase C), es decir habiendo sobrepasado la etapa elástica del movimiento. Esto daría tiempo suficiente para que las personas puedan evacuar la vivienda.

Sin embargo como medida de seguridad podemos diseñar la plancha tipo ángulo recto de $\frac{1}{4}$ " x 6" x 8" considerando las dos alternativas planteadas. En ambos casos se trabajó con la fuerza cortante actuante por eje, considerando ésta como la mitad de la fuerza de corte por piso o entrepiso (0.970 Tn), valor calculado del análisis sísmico dinámico utilizando el espectro de las Normas Básicas de Diseño Sismo Resistente (Norma E-030) y con las cargas admisibles de las Tablas 12.1 y 12.7 del Manual de Diseño para maderas del Grupo Andino – PADT-REFORT. (VER ANEXOS – 10.20 TABLAS).

Primera alternativa:

Utilizando tornillos autoroscantes de $\frac{3}{8}$ " x 2" en ambas caras de las columnas extremas

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ tornillos} &= \frac{\text{Fuerza actuante}}{\text{Carga admisible}} = \frac{0.485 \text{ Tn}}{0.086 \text{ Tn}} = 5.61 \Rightarrow \text{Usar 6 tornillos} \\ &\text{por tornillo.} \end{aligned}$$

$$\text{Donde: Fuerza actuante} = \frac{\text{Fuerza cortante de entrepiso}}{2} = \frac{0.970}{2} = 0.485 \text{ Tn}$$

Carga admisible por tornillo = 86 kg = 0.086 Tn; este valor se ha obtenido conservadoramente en forma proporcional de la tabla 12.1 "Carga admisible por clavo – simple cizallamiento", para un valor de $l = 2$ " para $d = 9.5$ mm ($\frac{3}{8}$ "). Se ha hecho proporción con el último valor de la tabla $d = 3.3$ mm para maderas del Grupo C, es decir:

$$\frac{3.3 \text{ mm}}{30 \text{ kg}} = \frac{9.5 \text{ m.m}}{X} \Rightarrow X = 86 \text{ kg}$$

Segunda alternativa:

Utilizando pernos pasantes de 5/8" x 6", 2 en cada cara de las columnas perpendiculares a la dirección del sismo.

$$\text{N}^\circ \text{ pernos} = \frac{\text{Fuerza actuante}}{\text{Carga admisible por perno}} = \frac{0.485 \text{Tn}}{0.256 \text{Tn}} = 1.89 \Rightarrow \text{Usar 2 pernos}$$

$$\text{Donde: Fuerza actuante} = \frac{\text{Fuerza cortante de entrepiso}}{2} = \frac{0.970}{2} = 0.485 \text{ Tn}$$

Carga admisible por perno = $Q = 256 \text{ kg} = 0.256 \text{ Tn}$; este valor se obtuvo de la Tabla 12.7 "Cargas admisibles para uniones empernadas doble cizallamiento" para maderas del Grupo C, con $l = 4" = 10 \text{ cm}$, $d = 5/8"$, donde $Q =$ carga perpendicular al grano (columnas) y paralela al grano (viga solera).

4.3 Diseño estructural

4.3.1 Filosofía de Diseño

La filosofía de diseño en quincha prefabricada se resume de la siguiente manera.

La fuerza cortante proveniente del sismo o viento será absorbida casi en su totalidad por el revestimiento, tal como se demuestra en el capítulo dedicado a ensayos de corte; la estructura de los muros es decir, la madera y la caña deben resistir las fuerzas de compresión provenientes del peso de los entrepiso y coberturas; de flexión fuera del plano, provenientes del viento o accidentales del propio usuario y/o combinaciones de las dos anteriores.

4.3.2. Metodología de Diseño

De acuerdo a las consideraciones anteriores, el diseñador debe, después del metrado o evaluación de las cargas correspondientes, verificar que los elementos que constituyen la estructura tengan la capacidad suficiente para resistirlas.

Conociendo los esfuerzos admisibles de la quincha a compresión, flexión y corte podemos aplicar la siguiente metodología para el diseño.

A) Compresión y flexo compresión1. Verificación de la esbeltez

La máxima relación entre la longitud efectiva y el espesor del muro debe ser menor de 50, lo cual corresponde a una esbeltez real Kl de 170.

R

2. La carga aplicada por metro lineal flexo – compresión debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{N}{N_{adm}} + K_m \frac{M}{M_{adm}} < 1$$

donde N , N_{adm} , M y M_{adm} , son las cargas y momentos flectores admisibles por metro lineal. Estos últimos determinados para un muro de configuración conocida en los ensayos estáticos efectuados, k_m es un factor de magnificación de momentos debido a la presencia simultánea de la carga axial. Se calcula como:

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 N / N_{er}}$$

N_{er} ; representa la carga crítica de pandeo o de Euler, que tiene la siguiente expresión: $\frac{\pi^2 E I}{(l_e)^2}$ podría también calcularse como la carga admisible

en compresión x 2.5 ya que la falla de los paneles es de pandeo inelástico. El valor de la rigidez flexionante “ EI ”, puede obtenerse de los ensayos de paneles a flexión. Habría que usar el valor inicial antes de que se presente fisuración, 207, 206 t/cm² en promedio (1° fila de la tabla 3), ya que se trata de evaluar la carga crítica de pandeo que ocurre bruscamente a partir de la sección entera.

Hacemos notar que los ensayos han sido efectuados con paneles de escuadrias de 1 1/2” x 3” tanto en pié derechos como en soleras. Por lo tanto al emplear escuadrias de 1” x 4” usaremos las tablas de pié derechos duplicados para estar del lado de la seguridad.

B) Corte Horizontal

Para el caso de fuerzas horizontales de sismo o viento se propone un procedimiento de verificación de la capacidad resistente de los muros en cada dirección, de manera de que sean menores que las fuerzas actuantes.

Estas últimas serán determinadas de acuerdo a lo especificado en las Normas de Diseño Sismo Resistente.

1. Determinar la longitud de muros en cada dirección. Descontar los vanos de puertas y ventanas.
2. Multiplicar la longitud por la carga admisible del tipo de muro para determinar la carga resistente total.
3. Verificar que la carga resistente sea mayor que la actuante.

De acuerdo a los ensayos dinámicos efectuados se puede establecer que el valor de la ductilidad del conjunto $R_d = 4$ que aplicaba la Norma Sísmica de 1977 a estructuras de madera, es elevado para una estructura de paneles de quincha, donde se desea considerar el aporte del relleno en la resistencia y rigidez del conjunto.

Si aplicamos el concepto de ductilidad a los resultados de los ensayos dinámicos del prototipo de quincha en dos pisos, veremos que la relación de los desplazamientos absolutos de ambos niveles en la fase de falla entre los desplazamientos de ambos niveles en la fase elástica se acerca a 3; por lo cual podemos tomar el valor de la ductilidad como 3 al calcular la fuerza cortante H por la fórmula conocida: $H = \frac{Z USC P}{R_d}$

R_d

En la norma actual E -030 hemos tomado para la quincha el valor $R_d = 6.5$ como un promedio de los valores de ductilidad de albañilería confinada (6) y madera (7).

Por lo tanto como el cortante dinámico nos da un $V_{adm} = 0.441 \text{ t/m}$, mayor que el correspondiente cortante estático $V_{adm} = 0.300 \text{ t/m}$, proponemos dos formas alternativas para efectuar la verificación sísmica.

La primera sería considerar el valor $R_d = 7$ y el valor de $V_{adm} = 0.300 \text{ t/m}$, (estático). La segunda consiste en utilizar el valor $R_d = 6.5$ y el valor de $V_{adm} = 0.441 \text{ t/m}$ (dinámico).

4.3.3 Esfuerzos admisibles

A continuación se presentan los valores establecidos de las cargas admisibles.

A) Compresión axial

La carga admisible por metro lineal en compresión, se obtiene dividiendo la carga máxima de los ensayos entre un factor de 2.5 y entre el ancho del muro de 1.20 m.

En la tabla 4 (anexos) se consignan los valores de la carga máxima y de la admisible para cada panel, siendo el promedio de la carga admisible de 2.45 toneladas por metro lineal de panel.

B) Flexión

En flexión se presenta la carga admisible como el “momento admisible”. De esta manera se representa más adecuadamente la contribución de los dos componentes estructurales del panel; madera – quincha.

El momento flector actuante sobre el muro es la suma del momento de peso propio, más el debido a las cargas concentradas. El primero es mucho menor para el panel sin revestimiento de barro. Las últimas columnas de la tabla 2 contienen dos posibles formas de evaluar este momento admisible.

Una es considerando una carga igual a la carga máxima o de rotura dividida entre 3, que actuaría como un factor de seguridad y de reducción de resistencia combinando.

La otra es calculando a partir de las curvas carga – deflexión de los ensayos, el valor correspondiente a una deformación de 1/250, el cual es un valor de flecha máxima usada en flexión.

En realidad los valores presentados deben ser ligeramente menores para los muros revestidos, ya que no se ha considerado de deflexión inicial del peso propio sino sólo la debida a la carga directa de los ensayos.

Se observan valores mucho menores para el panel sin revestir, cuando se limita la deflexión, y eso se debe a la mayor rigidez que proporciona el barro al panel terminado (tabla 3).

En promedio, para los muros revestidos se tienen momentos admisibles de 21190 a 20570 kg/cm por metro de ancho de panel, dependiendo del criterio con que se seleccione la carga de trabajo.

C) Corte horizontal

De acuerdo a los ensayos estáticos y dinámicos efectuados podemos establecer dos valores de la carga lateral admisible. El mayor valor (dinámico) lo usaremos con un valor de $R_d = 6.5$ y el menor valor (estático) lo usaremos con un valor de $R_d = 7$, para el diseño sísmico.

A partir de la resistencia a carga lateral que resiste un panel de 2.40 m de largo, ensayado según normas ASTM, es posible determinar una carga lateral admisible por unidad de longitud. Existen varios criterios para establecer estos valores. En nuestro caso hallaremos la carga admisible usando la siguiente expresión:

$$V_{adm} = \frac{0.7}{1.5 \times L} V \text{ máx (I)}$$

donde 0.7 es un factor de reducción de la resistencia, similar al usado en concreto armado para columnas; 1.5 es un factor de seguridad que va como dividendo al igual que L que es la longitud del panel.

Estos coeficientes han sido determinados considerando que la carga será usada en diseño sísmico y guardan consistencia con las características del sismo de diseño. Aplicando la fórmula (I) tanto para los datos estáticos como dinámicos obtenemos.

a. Ensayos estáticos

Panel N° 6 tipo 3-B similar al panel típico del Proyecto Piloto

$$L = 2.40 \text{ m y } V \text{ máx} = 1.550 \text{ kg (Tabla I)}$$

$$\text{De (I): } V_{adm} = \frac{0.7}{1.5 \times 2.40} \times 1,550 \text{ kg} = 300 \text{ kg/m} = 0.300$$

ton/m

b. Ensayos dinámicos

Muro de quincha similar al panel típico del Proyecto

$$L = 3.00 \text{ m y } V \text{ máx} = 2.835 \text{ Tn} = 2,835 \text{ kg.}$$

$$\text{De (I): } V_{adm} = \frac{0.7}{1.5 \times 3.00} \times 2,835 \text{ kg.} = 441 \text{ kg/m} = 0.441 \text{ ton/m}$$

La mayor resistencia al corte obtenido en los ensayos dinámicos se explica por la contribución de las columnas y vigas de confinamiento que ayudan a incrementar la rigidez y resistencia lateral del conjunto.

Un valor conservador para el cortante de fisuración es $6.7 \text{ KN} = 0.684 \text{ tn}$ por metro lineal de panel. Debido al tipo de falla observado. (desprendimiento del relleno de los paneles) y al descenso brusco de rigidez y resistencia, no es conveniente aplicar el coeficiente $R_d = 7.0$ (norma E - 030) que da la Norma sísmica para estructuras de madera. Se recomienda efectuar estudios adicionales que ratifiquen el factor de ductilidad $R_d = 6.5$ (norma E - 030) planteado como alternativa para entrar al diseño sísmico.

5) Consideraciones complementarias

5.10 Protección de la madera

Debemos poner especial cuidado en la prevención y tratamiento de la madera contra el ataque de fenómenos naturales como el fuego y de hongos o insectos xilófagos.

Es necesario preparar y disponer sistemas de prevención en forma anticipada a la aparición de un incendio para reducir la posibilidad de que éste ocurra. Son también llamados recursos indirectos y están dirigidos en muchos casos a contrarrestar la posible negligencia a los ocupantes de una edificación a base de madera. Se basan en los criterios: examinación de las fuentes de incendio y aplicación de tratamientos retardadores de fuego.

Como fuentes de incendio se denominan aquellas que pueden ser la causa de la aparición de un incendio. Las más importantes son: las fuentes de color e iluminación, las instalaciones eléctricas y los materiales inflamables.

Los materiales retardadores del fuego, también llamados ignífugos, como su nombre lo indica, reducen el grado de combustibilidad de la madera y la velocidad de propagación de la llama, dando tiempo a evacuar personas, y/o mobiliario así como a la intervención de los bomberos.

Hay dos métodos disponibles usando retardadores de fuego químicos. Uno consiste en la aplicación de revestimientos de pintura con productos químicos retardantes del fuego. El segundo método consiste en impregnar la madera con sales solubles usando procesos de presión al vacío, como los que se usan en la industria preservadora de la madera.

El tratamiento contra hongos e insectos considera la ductibilidad natural de la madera, la cual es la resistencia que opone este material a la pudrición por hongos o al ataque de insectos u otros agentes destructores.

La densidad de la madera es un índice de durabilidad, así por ejemplo las más pesadas son en general las más durables.

La durabilidad natural se puede aumentar mediante procedimientos preservadores especiales.

La preservación o inmunización de la madera tiene por objeto modificar la composición química de este material, haciéndolo no apetecible a los organismos biológicos

El efecto protector se consigue tomando a la madera venenosa o repelente a los elementos biológicos que la atacarían si no estuviese preservada.

Los preservadores pueden ser compuestos químicos puros o mezclas de compuestos. Por lo general son compuestos sólidos, que requieren de un solvente para penetrar en la madera.

Se agrupan según el tipo de solvente que necesitan en: hidrosolubles y oleosolubles, según sea agua o aceite lo que necesitan para disolverse. En la madera se desea un grado elevado de protección, en consecuencia, el preservador debe penetrar hasta una profundidad considerable.

Los principales preservantes son:

Creosotas, orgánicos (Pentadorofenol, Pentadorofenato de sodio, naftenatos) e inorgánicos (sal simple, sal doble, multisal).

Los tratamientos preservadores requieren que la madera se encuentre en condiciones especiales, que varían según el método de preservación seleccionado. Así por ejemplo, los procedimientos por ósmosis y difusión necesitan que la madera conserve toda la humedad posible, para

lograr la incorporación de los preservadores salinos en su interior. Todos los otros métodos exigen que la madera esté seca, es decir, entre 15 y 25 por ciento de humedad. En general los métodos de preservación se pueden dividir en tratamientos sin presión y tratamientos con presión.

En nuestro caso utilizaremos sólo los métodos sin presión siendo los más comunes: brocha, pulverización e inmersión; siendo este último el más efectivo ya que mientras mayor sea el tiempo de inmersión, mayor será la eficiencia del tratamiento.

5.20 Costos estimados del sistema

Con respecto a la justificación económica del sistema, debemos indicar que en la tesis del Ing. Francisco Rosales se presentan los análisis de costos y el presupuesto detallado de la vivienda de dos pisos de quincha prefabricada construida en el ININVI.

Con la finalidad de tener una idea actualizada de dicho costo adjuntamos el presupuesto a todo costo de la vivienda mencionada. Debemos indicar que dicho costo representa por metro cuadrado el 68% del costo de una vivienda de albañilería confinada y el 50% del costo de una similar con el sistema aporticado. Debemos concluir diciendo que estos costos pueden disminuirse hasta el un 10%, si industrializamos el sistema y lo aplicamos en proyectos masivos.

9.0 OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

9.10 Observaciones

Se ha considerado en el diseño, el uso de los esfuerzos permisibles tanto de corte como flexión y compresión para paneles con pié derechos duplicados de 1 ½" x 3" a pesar de que en la vivienda del ININVI se han utilizado paneles con escuadría de 1" x 4" tanto en soleras como en pié derechos. Con este criterio se está de lado de la seguridad, pero sería conveniente obtener valores de esfuerzos permisibles para paneles construidos con soleras y pié derechos de 1" x 4".

Los valores de resistencia unitaria de muros obtenidos por el procedimiento dinámico, mayores que los obtenidos por los ensayos estáticos de paneles, explican la influencia de las columnas de madera en la resistencia del conjunto.

Es necesario repetir los ensayos dinámicos considerando refuerzos metálicos en las uniones columna-solera tanto del entrepiso como del segundo nivel, con la finalidad de comprobar su eficacia.

Se debe asumir y comprobar el valor de ductilidad ($R_d = 3$) actualizado a 6.5 por la norma E - 030 obtenido en los ensayos dinámicos, ya que la falla observada al producirse la separación de la columna con la solera en las esquinas del entrepiso es evidentemente una falla de colapso, cumpliéndose el concepto de ductilidad independientemente de que se trate de un material compuesto (madera-caña-barro-mezcla yeso, cemento, arena).

- Resulta incomprensible que después de 14 años de haberse efectuado los últimos ensayos dinámicos, no se hayan establecido a la fecha las normas de diseño y construcción en quincha prefabricada. Esto es más difícil de entender, considerando que un grupo de Investigadores del ININVI obtuvimos el Tercer puesto en el Concurso de Sistemas Constructivos con Madera organizado por la Junta del Acuerdo de Cartagena en 1987 y fuimos finalistas obteniendo Mención Honrosa en el Concurso Internacional Sviluppo dei Popoli organizado por el Centro Internazionale di Cultura in Génova-Italia en 1988, participando en ambos concursos con diseños de Vivienda económica a base de paneles de quincha prefabricada.

9.20 Conclusiones

Se comprueba la validez de los esfuerzos permisibles de corte, flexión y compresión al aplicarlos en el diseño estructural y verificación sísmica de la vivienda de quincha prefabricada construida en el ININVI en el año 1987.

Se ha comprobado la correspondencia entre los valores experimentales de las fuerzas, aceleraciones y desplazamientos obtenidos en los ensayos dinámicos efectuados en el prototipo de prueba de la Universidad Católica, con los valores teóricos obtenidos mediante el Análisis Modal Espectral.

Se han propuesto dos procedimientos para efectuar la verificación sísmica de una construcción de dos pisos en quincha prefabricada. Un procedimiento llamado "Estático", utilizando el esfuerzo permisible al corte determinado en las pruebas estáticas de paneles a carga lateral y el valor de ductilidad $R_d = 4$ modificado a 7 por la norma E - 30 utilizado para construcciones de madera, y un segundo procedimiento denominado "Dinámico" utilizando el esfuerzo permisible al corte determinado en las pruebas dinámicas en el prototipo del Laboratorio de la Universidad Católica y un valor de ductilidad, $R_d = 3$, modificado a 6.5 por la norma E - 030 asumido al medir las deformaciones del prototipo de prueba en las etapas elásticas y de falla grave previa al colapso del mismo.

Al efectuar el análisis sísmico del prototipo de prueba utilizando el espectro de las Normas Básicas de Diseño Sismo Resistente (norma E - 030), para verificar la correspondencia entre los desplazamientos teóricos con los reales, comprobamos la validez del factor de ductilidad $R_d = 6.5$, usado en dicho análisis para hallar la aceleración efectiva reducida por ductilidad.

De acuerdo a lo expuesto, consideramos que el sistema de quincha prefabricada reúne las condiciones necesarias para ser considerado como un sistema constructivo confiable, económico y adecuado a un país con características sísmicas como el nuestro.

Por ello nuestra propuesta de normas aspira modestamente a llenar el vacío existente en lo relativo a “legalizar técnicamente” la utilización de este sistema tan tradicionalmente usado por nuestros antepasados en la costa de nuestro país.

- Me dirijo por ello a las universidades y en particular a la U.N.I., para que recuerden que una de sus funciones más importantes es promover e incentivar la investigación, no sólo como requisito formal (tesis), sino con criterios pragmáticos de aplicación a la solución de problemas concretos de la población en el aspecto de infraestructura social (vivienda, equipamiento, agua y desagüe, vías de acceso, etc.).

Finalmente, hago un llamado al Gobierno actual y específicamente al Ministerio de Vivienda para que se reactiven de inmediato el ITINTEC y el ININVI; organismos básicos de investigación tecnológica en nuestro país que fueron increíblemente clausurados por el anterior gobierno.

Estamos seguros que con la reapertura de ambas instituciones, se reiniciarán las investigaciones sobre quincha, adobe y otros sistemas constructivos no convencionales que por su costo, disponibilidad de recursos nativos y gran demanda de mano de obra no especializada; pueden ser la solución para la problemática de la vivienda, sobre todo en las zonas más lejanas, agrestes y empobrecidas de nuestro país.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. VASQUEZ, N. 1972 “Investigación sobre Construcción con Paneles de Quincha Armada “. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil. UNI. Lima.
- 2.- CUADRA, C. 1983. “Investigaciones con Paneles de Quincha Prefabricada”. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería Civil. UNI. Lima.
- 3.- KUROIWA, J., DIAZ, A. 1983. “Viviendas Sismorresistentes en Base a Paneles Prefabricados de Quincha”. Resumen. Seminario Latinoamericano Sobre Construcciones con Tierra en Areas Sísmicas.
- 4.- KUROIWA, J., 1984. “Prefabricated Quincha Construction”. International Symposium on Earthquake Relief in Less Industrialized Areas. Swiss Society Of Engineers and Architects. Zurich.
- 5.- DIAZ, A. 1984. Quincha Prefabricada (Manual). Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda (INI -VI). Lima.
- 6.- MIRANDA, O , 1986. “Ensayos de Paneles de Quincha a Carga Lateral”. Tecnologías de Construcción Apropriadas para la Selva. Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda. (ININVI). Lima.
- 7.- -----, 1986 “Estudio del Aporte Estructural de la Caña Brava en Edificaciones con Quincha “Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil UNI. Lima.
- 8.- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. 1974. “Standard Methods for Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction”. ASTM B-7280. Annual Book of ASTM Standards. Part 18. Philadelphia
- 9.- PADT-REFORT/JUNAC. 1983 “Ensayos Preliminares de Paneles de Corte” Junta de Acuerdo de Cartagena. Lima.
- 10.- -----, PIQUE, J., editor). 1983 Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino. 3ª. Versión Preliminar Corregida. Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima.

- 11.- -----, 1980. "Programa y Metodología para ensayos a Escala Natural". Estudio Integral de la Madera para la Construcción. Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima.
- 12.- TEJADA. M. PIQUE J. 1983 "El Estudio Integral de la Madera para la Construcción del PADT-REPORT de la Junta del Acuerdo de Cartagena".
Coloquio International sobre la Vivienda Económica en los Países en Desarrollo. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris.