



**MEMORIA DE CÁLCULO**

**PROYECTO DE ESTRUCTURAS**

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR AGUARICO**

**PROP.: DESARROLLO AGUARICO SAC**

Ubicación: Av. Aguarico 1231-124-1254-1269,  
Mz. I Lt. 6,7,8, A, Urb. San Luis Gonzaga, Breña.

**JUNIO 2023**

## 1. Generalidades

El proyecto de estructuras desarrollado es un edificio de concreto armado, el cual consta de veinte pisos con tres sótanos, azotea parcialmente techada y cisterna. Los niveles superiores estarán destinados a vivienda. En la azotea se encontrará el segundo nivel de los departamentos dúplex y áreas verdes. Por último, en los sótanos se ubicarán los estacionamientos de todo el edificio y debajo de estos se encontrarán las cisternas.

El edificio es propiedad de COSAPI INMOBILIARIA S.A., Av. Aguarico 1231-124-1254-1269, Mz. I Lt. 6,7,8, A, Urb. San Luis Gonzaga, ubicado en el distrito de Breña, provincia y departamento de Lima.

De acuerdo a un estudio de suelos tenemos los siguientes resultados:

RESUMEN DE LA CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.									
Profesional Responsable (PR): <b>Ing. Civil Eddy Scipion Piñella CIP 29935</b>									
Tipo de cimentación: <b>cimentación corrida, zapatas aisladas, y/o platea de cimentación</b>									
Estrato de apoyo de Cimentación: <b>Gravas Sub redondeadas</b>									
Profundidad de Napa Freática: <b>no presenta.</b> Fecha: <b>Febrero 2023</b>									
Parámetros de Diseño de la Cimentación									
Profundidad de Cimentación: <b>1.20m mínima. (Computados desde el nivel más bajo del último sótano)</b>									
Presión Admisible: <b>Se recomienda adoptar en general una capacidad portante de 5.00 kg/cm2.</b>									
Estimación de Factores para el calculo de capacidad portante									
Tipo de Cimiento	FACTORES					Factor de Seguridad Fz	Capacidad Admisible Qa ton/m <sup>2</sup>	Capacidad Admisible Qa kg/cm <sup>2</sup>	
	Df*	B*	L*	Sy*	Iy*				
Cimiento Corrido	1.20 m	0.80 m	3.00 m	0.95	1.00	3.00	37.03 ton/m <sup>2</sup>	3.70 kg/cm <sup>2</sup>	
Cimiento Corrido	1.20 m	0.90 m	3.00 m	0.94	1.00	3.00	38.18 ton/m <sup>2</sup>	3.82 kg/cm <sup>2</sup>	
Cimiento Corrido	1.20 m	1.00 m	3.00 m	0.91	1.00	3.00	39.29 ton/m <sup>2</sup>	3.93 kg/cm <sup>2</sup>	
Cimiento Corrido	1.20 m	1.20 m	3.00 m	0.92	1.00	3.00	41.48 ton/m <sup>2</sup>	4.15 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.20 m	2.20 m	2.20 m	0.80	1.00	3.00	49.89 ton/m <sup>2</sup>	4.99 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.20 m	2.50 m	2.50 m	0.80	1.00	3.00	52.97 ton/m <sup>2</sup>	5.30 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.20 m	3.00 m	3.00 m	0.80	1.00	3.00	58.11 ton/m <sup>2</sup>	5.81 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.40 m	2.20 m	2.20 m	0.80	1.00	3.00	54.44 ton/m <sup>2</sup>	5.44 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.40 m	2.50 m	2.50 m	0.80	1.00	3.00	57.52 ton/m <sup>2</sup>	5.75 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.40 m	3.00 m	3.00 m	0.80	1.00	3.00	62.66 ton/m <sup>2</sup>	6.27 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.50 m	2.20 m	2.20 m	0.80	1.00	3.00	56.72 ton/m <sup>2</sup>	5.67 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.50 m	2.50 m	2.50 m	0.80	1.00	3.00	59.80 ton/m <sup>2</sup>	5.98 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Cuadrada	1.50 m	3.00 m	3.00 m	0.80	1.00	3.00	64.93 ton/m <sup>2</sup>	6.49 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Rectangular	1.20 m	2.20 m	2.40 m	0.82	1.00	3.00	50.36 ton/m <sup>2</sup>	5.04 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Rectangular	1.20 m	2.20 m	2.50 m	0.82	1.00	3.00	50.57 ton/m <sup>2</sup>	5.06 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Rectangular	1.20 m	2.60 m	3.00 m	0.83	1.00	3.00	54.89 ton/m <sup>2</sup>	5.49 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Rectangular	1.40 m	2.20 m	2.40 m	0.82	1.00	3.00	54.92 ton/m <sup>2</sup>	5.49 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Rectangular	1.40 m	2.20 m	2.50 m	0.82	1.00	3.00	55.12 ton/m <sup>2</sup>	5.51 kg/cm <sup>2</sup>	
Zapat. Rectangular	1.40 m	2.60 m	3.00 m	0.83	1.00	3.00	59.44 ton/m <sup>2</sup>	5.94 kg/cm <sup>2</sup>	
Platesa Cimentacion	0.40 m	4.00 m	6.00 m	0.87	1.00	3.00	53.59 ton/m <sup>2</sup>	5.36 kg/cm <sup>2</sup>	
Platesa Cimentacion	0.50 m	4.00 m	6.00 m	0.87	1.00	3.00	55.86 ton/m <sup>2</sup>	5.59 kg/cm <sup>2</sup>	
Platesa Cimentacion	0.60 m	4.00 m	6.00 m	0.87	1.00	3.00	58.14 ton/m <sup>2</sup>	5.81 kg/cm <sup>2</sup>	
Platesa Cimentacion	0.80 m	4.00 m	6.00 m	0.87	1.00	3.00	62.69 ton/m <sup>2</sup>	6.27 kg/cm <sup>2</sup>	
Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico): <b>2.5 ; 3</b>									
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable: <b>0.397 cm</b>									
Módulo de Balasto (K) kf/cm <sup>3</sup> = <b>20 kg/cm<sup>3</sup>.</b>									

Parámetros sísmicos de suelos (de acuerdo a la Norma E.030)	
Zona Sísmica: <b>ZONA 4</b>	
Tipo de perfil del suelo: Gravas sub redondeadas	
Factor de Suelo (S) : 1.05 - TIPO S1 SUELO RIGIDO	
Periodo TP (s): 0.6	Periodo TL (s): 2.0
Categoría de la Edificación _____ C	
Factor de Uso _____ U = 1.0	
Agresividad del Suelo a la Cimentación; Se determina que no tiene agresividad de los sulfatos al concreto, en el caso de los cloruros no tiene agresividad al fierro, se recomienda cemento Portland tipo I	
Empuje:	
Ko = 0.424	Empuje En Reposo
KA = 0.269	Empuje Activo
Kp = 3.722	Empuje Pasivo
Licuación: No se ha hallado nivel freático, por lo que no hay posibilidad de licuación de Suelos, ni suelos cementados "Caliche".	
Colapso: La norma vigente, indica La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la figura siguiente	
Cabe precisar que esto solo se da en suelos de baja densidad y que presente limite Líquido, en suelos que no cumplen con estas características, es innecesario la realización de estos ensayos.	
Lixiviación: No se ha hallado nivel freático, por lo que no hay posibilidad de lixiviación de Suelos.	
Expansión: Se Trata de Suelos no plástico, no hay posibilidad de expansión de Suelos.	

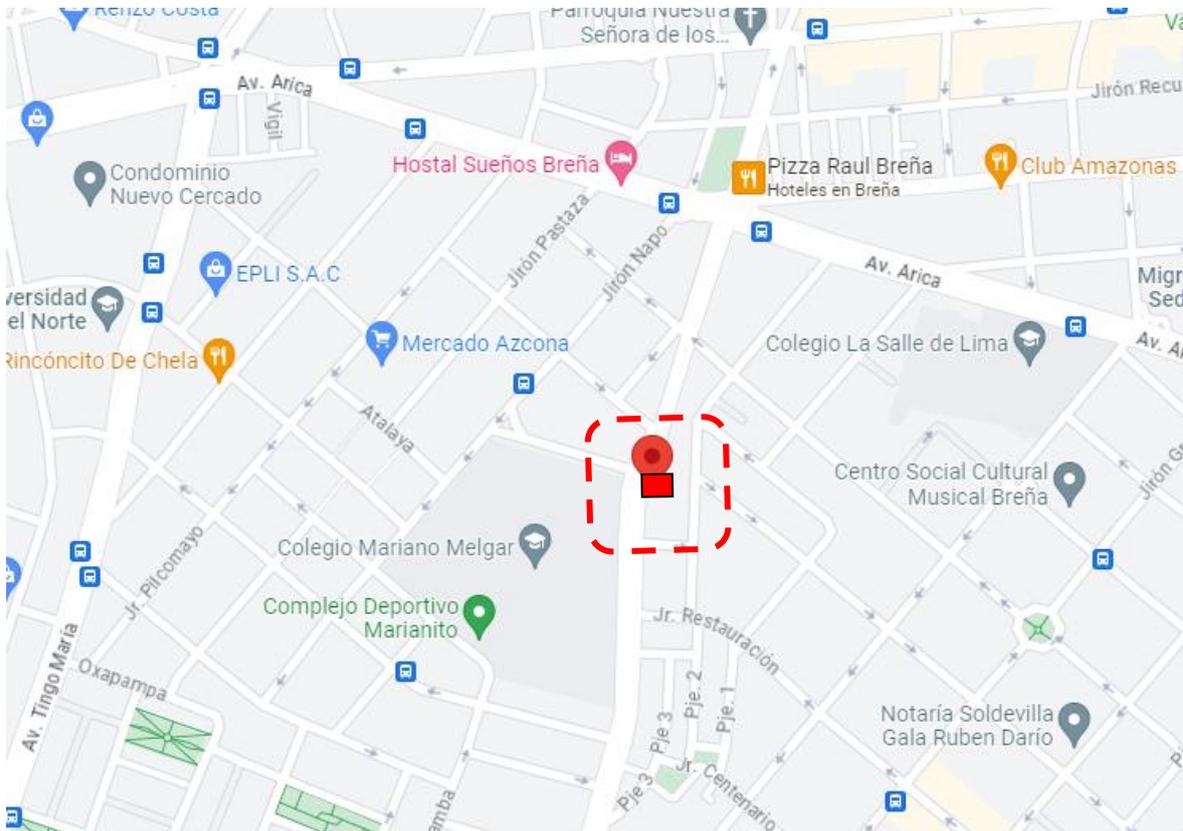


Fig.01 – Croquis con la ubicación del terreno

## **2. Estructuración**

El sistema estructural del edificio está compuesto principalmente por muros de concreto armado que forman pórticos al estar enlazados con vigas entre sí y a otras columnas. Las placas y columnas se localizaron buscando cumplir con los requerimientos arquitectónicos y diseño sismo resistente. El diseño de la estructura fue hecho para soportar las cargas de gravedad y sísmicas de 3 sótanos, 20 pisos y azotea parcialmente techada.

En general el sistema de techado es de losa aligerada en una dirección de 0.20m de espesor. Para el diseño de la losa aligerada se ha usado un sistema de prelosa y en algunos paños que trabajan como soporte de los jardines, en las zonas cercanas a escaleras, cisterna y baños se ha considerado losa maciza con el mismo espesor.

Las vigas principales son de 0.20m a 0.50m de ancho con 0.50m de peralte. Todas las vigas se apoyan en columnas o placas de concreto armado. Las columnas han sido dimensionadas según los requerimientos arquitectónicos y estructurales (carga axial de gravedad y/o sismo).

Los elementos sismo-resistentes en ambas direcciones de análisis son predominantemente las placas (muros de concreto armado), los cuales proporcionan adecuada rigidez lateral, buscando cumplir con los lineamientos dados por la Norma Peruana Sismo resistente vigente. Las placas tienen espesores de 0.175 a 0.375m.

Se considera una carga muerta adicional de 100 kg/m<sup>2</sup> debido al piso terminado.

En el diseño se consideró 250 kg/m<sup>2</sup> de sobrecarga en estacionamientos y de 200 kg/m<sup>2</sup> de sobrecarga en todos los techos típicos. En la azotea la sobrecarga considerada fue 100 kg/m<sup>2</sup> más el peso de los equipos que se apoyen en las losas.

En la cisterna se han dispuesto muros de contención de concreto armado de 0.20m, 0.25m de espesor, la cimentación está constituida por zapatas aisladas y cimientos corridos de concreto armado. En algunos casos se conectaron las zapatas por medio de vigas de cimentación para reducir los efectos de volteo en la zapata debido a la excentricidad de la carga axial, esto ayuda a reducir sus esfuerzos y cantidad de acero a colocarse.

### **3. Análisis Estructural por Cargas de Gravedad**

Los pesos de los materiales y las cargas vivas empleados se determinan de acuerdo a la Norma de Cargas E.020.

#### **Cargas Permanentes.**

Concreto	2400kg/m <sup>3</sup> (Muros de cisterna, columnas, vigas y losas macizas).
Pre-losa Aligerada 1 dirección h=20cm	304 kg/m <sup>2</sup>
Pre-losa Aligerada 2 direcciones h=20cm	340 kg/m <sup>2</sup>
Pre-losa Maciza h=20cm	480 kg/m <sup>2</sup>
Acabado	100 kg/m <sup>2</sup>
Muro portante de albañilería	1800 kg/m <sup>2</sup>
Muro no portante de albañilería	1400 kg/m <sup>2</sup>

#### **Cargas Vivas.**

La carga Viva para viviendas es:

Subestación	1000 kg/m <sup>2</sup> (Losa Maciza)
Rampa acceso a semisótano	250 Kg/m <sup>2</sup> (Losa Maciza)
Pisos superiores	200 Kg/m <sup>2</sup> (Losa Aligerada y Losa Maciza)
Azotea	100 Kg/m <sup>2</sup> (Losa Aligerada y Losa Maciza)

### **4. Análisis sísmico**

#### **4.1 Normas y Parámetros para el Análisis Sísmico**

Los análisis sísmicos de esta vivienda se efectuaron siguiendo las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE.030 del 2018.

Siguiendo estas indicaciones y con el fin de determinar un procedimiento adecuado de análisis, se clasificó a esta edificación como estructura irregular por esquinas entrantes.

La respuesta sísmica se determinó empleando el método de superposición espectral considerando como criterio de combinación la "Combinación Cuadrática Completa", (CQC) de los efectos individuales de todos los modos.

Tal como lo indica la Norma E.030, y de acuerdo a la ubicación del Edificio y el Estudio de Suelos realizado, los parámetros para definir el espectro de diseño para las direcciones X e Y fueron:

**JULIO HIGASHI LUY**  
*Ingeniero Civil*  
**CIP 42080**

Factor de zona (Zona 4):  $Z = 0.45 g$   
Perfil de Suelo (Tipo S1):  $S = 1.00$   $T_p = 0.4 s$   $T_L = 2.5 s$   
Factor de Categoría (Categoría C):  $U = 1.0$  (Edificación Común)  
Factor de Reducción:  $R_x = 5.4$   $R_y = 5.4$   
Irregularidad:  $I_p = 0.90$   $I_a = 1.0$   
Periodo Fundamental de Vibración:  $T_x = 2.09 s$   $T_y = 1.85 s$   
Peso total: 11765 ton  
Ratio por piso de peso: 1.02 ton/m<sup>2</sup>

Fuerza Cortante Basal estat.:  $V_x = 582 \text{ ton.}$   
 $V_y = 582 \text{ ton.}$

Fuerza Cortante Basal dinám.:  $V_x = 524 \text{ ton.}$   
 $V_y = 524 \text{ ton.}$

Factores de escala:  $F_{ex} = 1.36$   
 $F_{ey} = 1.07$

Fuerza Cortante Basal:  $V_x = 524 \text{ ton. (4.52\% P)}$   
 $V_y = 524 \text{ ton. (4.52\% P)}$

P = Peso de la edificación (Considerando la carga muerta más un 25% de la Carga Viva).

Los desplazamientos absolutos y relativos de entrepiso cumplen con lo indicado en la Norma de Diseño Sismo resistente.

Las cargas (momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales) obtenidas del análisis Sísmico para cada elemento han sido utilizadas en el diseño de los mismos.

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	Exc. "x"	Exc. "y"
	m	m	m	m		
P1	22.626	8.7	22.157	13.547	0.4695	4.8467
P2	22.655	8.691	22.416	14.218	0.2389	5.5269
P3	22.655	8.691	22.588	14.23	0.0672	5.5391
P4	22.655	8.691	22.715	13.921	0.0605	5.2302
P5	22.655	8.691	22.814	13.509	0.1592	4.8175
P6	22.655	8.691	22.902	13.062	0.2468	4.3707
P7	22.655	8.691	22.984	12.616	0.3288	3.9252
P8	22.655	8.691	23.063	12.186	0.408	3.4944
P9	22.655	8.691	23.141	11.776	0.4857	3.0848
P10	22.684	8.692	23.217	11.39	0.533	2.6975
P11	22.714	8.693	23.292	11.025	0.5783	2.3319
P12	22.714	8.693	23.362	10.682	0.648	1.9889
P13	22.714	8.693	23.428	10.36	0.7138	1.6671
P14	22.71	8.695	23.491	10.059	0.7815	1.3637
P15	22.742	8.699	23.553	9.778	0.8111	1.0787
P16	22.778	8.702	23.612	9.5161	0.8336	0.8144
P17	22.778	8.702	23.667	9.2735	0.8888	0.5718
P18	22.778	8.702	23.719	9.0537	0.9411	0.352
P19	23.088	8.794	23.768	8.8613	0.6804	0.0675
P20	22.769	8.678	23.815	8.706	1.0457	0.0279

Tabla con centros de masa y de rigidez

## 4.2 Evaluación de irregularidades

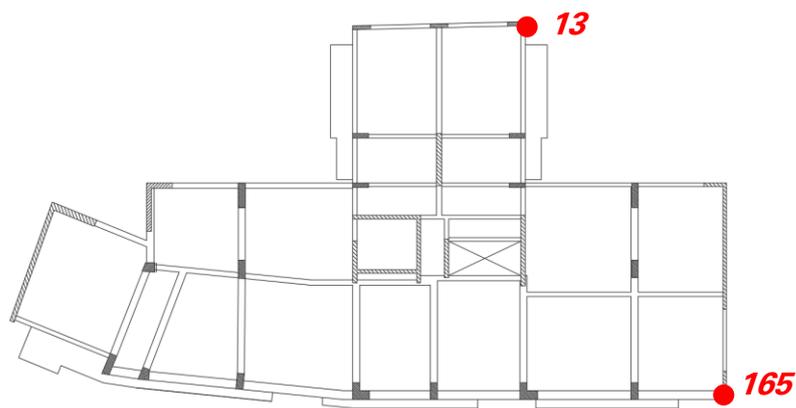
### Irregularidad en Planta

#### Irregularidad torsional:

Norma E030. Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ) en esa direcci3n, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condici3n de carga ( $\Delta_{sismo}$ ). Este criterio s3lo se aplica en edificios con diafragmas r3gidos y s3lo si el m3ximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 1 1.

En base a esto se proceder3 con el an3lisis para sismo en la direcci3n X-X.

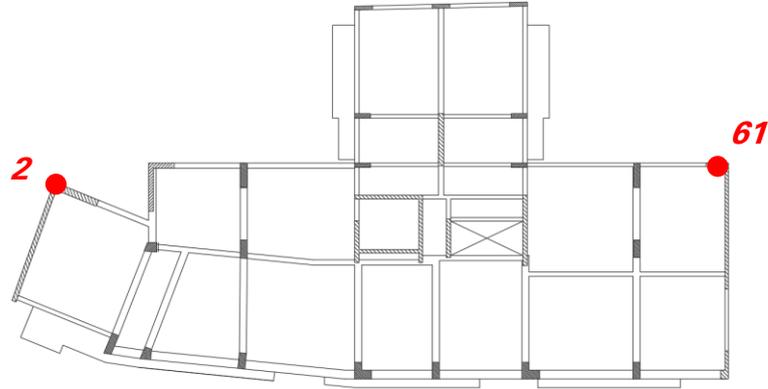
#### Sismo X-X



Story	Label	Output Case	Deriva	Label	Output Case	Deriva	Promedio	Ratio
P20	13	SXX	0.0038	165	SXX	0.0035	0.0037	1.05
P19	13	SXX	0.0040	165	SXX	0.0037	0.0038	1.04
P18	13	SXX	0.0042	165	SXX	0.0039	0.0040	1.03
P17	13	SXX	0.0044	165	SXX	0.0042	0.0043	1.02
P16	13	SXX	0.0045	165	SXX	0.0044	0.0045	1.02
P15	13	SXX	0.0047	165	SXX	0.0046	0.0047	1.01
P14	13	SXX	0.0049	165	SXX	0.0049	0.0049	1.00
P13	13	SXX	0.0050	165	SXX	0.0051	0.0050	1.01
P12	13	SXX	0.0051	165	SXX	0.0053	0.0052	1.02
P11	13	SXX	0.0052	165	SXX	0.0055	0.0054	1.03
P10	13	SXX	0.0053	165	SXX	0.0057	0.0055	1.04
P9	13	SXX	0.0053	165	SXX	0.0058	0.0056	1.05
P8	13	SXX	0.0053	165	SXX	0.0059	0.0056	1.05
P7	13	SXX	0.0053	165	SXX	0.0060	0.0056	1.06
P6	13	SXX	0.0051	165	SXX	0.0059	0.0055	1.07
P5	13	SXX	0.0049	165	SXX	0.0058	0.0054	1.08
P4	13	SXX	0.0046	165	SXX	0.0055	0.0050	1.09
P3	13	SXX	0.0041	165	SXX	0.0050	0.0046	1.09
P2	13	SXX	0.0035	165	SXX	0.0042	0.0038	1.09
P1	13	SXX	0.0023	165	SXX	0.0027	0.0025	1.09

En la dirección X-X se ha comprobado que NO EXISTE irregularidad torsional.

Sismo Y-Y



Story	Label	Output Case	Deriva	Label	Output Case	Deriva	Promedio	Ratio
AZ	165	SYX	0.0055	364	SYX	0.0045	0.0050	1.09
P20	165	SYX	0.0056	364	SYX	0.0046	0.0051	1.10
P19	165	SYX	0.0057	364	SYX	0.0047	0.0052	1.10
P18	165	SYX	0.0058	364	SYX	0.0047	0.0053	1.10
P17	165	SYX	0.0059	364	SYX	0.0048	0.0053	1.11
P16	165	SYX	0.0060	364	SYX	0.0048	0.0054	1.11
P15	165	SYX	0.0061	364	SYX	0.0048	0.0054	1.12
P14	165	SYX	0.0061	364	SYX	0.0048	0.0055	1.12
P13	165	SYX	0.0062	364	SYX	0.0047	0.0055	1.13
P12	165	SYX	0.0062	364	SYX	0.0047	0.0054	1.14
P11	165	SYX	0.0062	364	SYX	0.0046	0.0054	1.15
P10	165	SYX	0.0062	364	SYX	0.0045	0.0053	1.16
P9	165	SYX	0.0061	364	SYX	0.0044	0.0053	1.17
P8	165	SYX	0.0061	364	SYX	0.0042	0.0051	1.18
P7	165	SYX	0.0059	364	SYX	0.0040	0.0050	1.19
P6	165	SYX	0.0057	364	SYX	0.0038	0.0048	1.20
P5	165	SYX	0.0054	364	SYX	0.0035	0.0045	1.21
P4	165	SYX	0.0050	364	SYX	0.0031	0.0041	1.23
P3	165	SYX	0.0044	364	SYX	0.0027	0.0035	1.24
P2	165	SYX	0.0036	364	SYX	0.0021	0.0029	1.26
P1	165	SYX	0.0023	364	SYX	0.0013	0.0018	1.29

En la dirección Y-Y se ha comprobado que NO EXISTE irregularidad torsional.

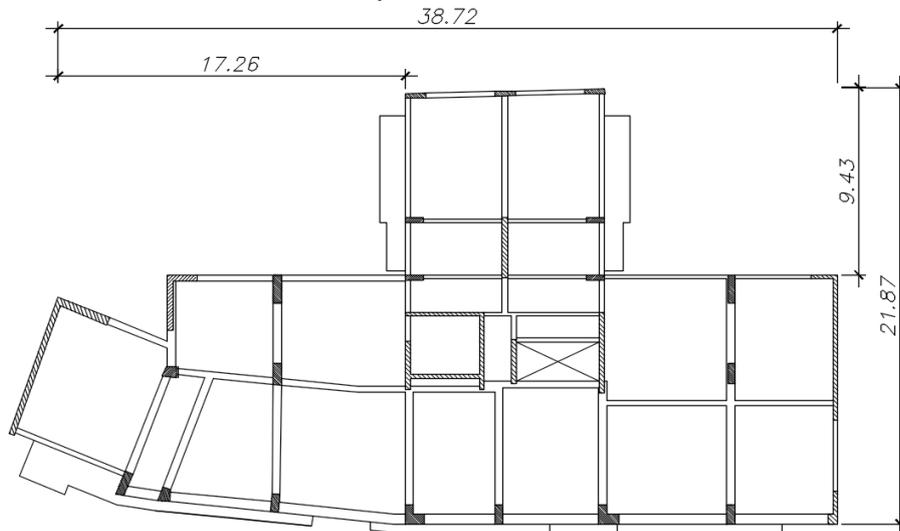
**JULIO HIGASHI LUY**

**Ingeniero Civil**

**CIP 42080**

Esquinas entrantes:

Norma E030. La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

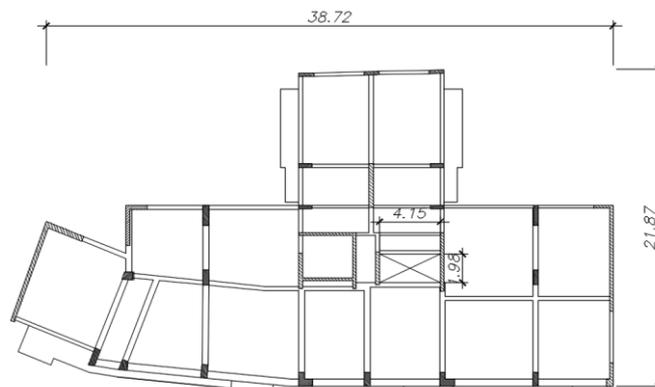


	Dimensión total	Dimensión de esquina entrante	%
Dirección x-x	38.72	17.26	44.58
Dirección y-y	21.87	9.43	43.12

El edificio es irregular por esquinas entrantes de acuerdo a norma, por lo que se le asigna el valor de  $I_p = 0.90$ .

Discontinuidad del diafragma

Norma E030. La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.



	Longitud x-x	Longitud y-y	Espesor losa	Área resistente x-x	Área resistente y-y
Sección NETA	34.57	19.83	0.2	6.914	3.966
Sección TOTAL	38.72	21.87	0.2	7.744	4.374
				<b>89.3%</b>	<b>90.7%</b>

Área total	292
Área de abertura	8.22
%	2.8%

El edificio no tiene discontinuidad de diafragma, pues la sección neta resistente es 89.3% (X-X) y 90.7% (Y-Y) de la sección total.

El edificio no tiene discontinuidad de diafragma pues el área de la abertura es 2.8% del área total.

#### Sistemas no paralelos

*Norma E030. Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante del piso.*

En este caso, pórticos del edificio no tienen inclinación, por lo tanto, si son paralelos.

**JULIO HIGASHI LUY**

**Ingeniero Civil**

**CIP 42080**

### **Irregularidad en altura**

#### **Irregularidad de rigidez – piso blando**

*Norma E030. Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.*

En el caso de nuestro edificio, los elementos verticales son continuos, no existente reducción de rigidez. No hay irregularidad por piso blando.

#### **Irregularidad de resistencia – piso débil**

*Norma E030. Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.*

En el caso de nuestro edificio, los elementos verticales son continuos, no existente reducción de rigidez. No hay irregularidad por piso débil.

#### **Irregularidad de masa o peso**

*Norma E030. Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.*

Story	Masa
AZ	53.22
P20	58.57
P19	58.57
P18	58.57
P17	58.57
P16	58.57
P15	58.57
P14	58.81
P13	59.04
P12	59.04
P11	59.04
P10	59.20
P9	59.36
P8	59.36
P7	59.36
P6	59.36
P5	59.52
P4	59.68
P3	59.68
P2	59.68
P1	59.64

En ningún caso la masa es mayor a 1.5 veces la masa de un piso adyacente, por lo que no tiene Irregularidad por masa o peso.

#### *Irregularidad geométrica vertical*

*Norma E030. La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.*

En nuestro caso, la dimensión de los elementos resistente es continua en toda la altura de los pisos superiores, por lo que no tenemos irregularidad geométrica vertical.

#### *Discontinuidad en los sistemas resistentes*

*Norma E030. Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.*

En nuestro caso, ningún elemento sismorresistente tiene cambio de dirección o tiene un desalineamiento vertical

### **4.3 Modelos de Análisis y Resultados de Desplazamiento**

Para el análisis sísmico y de gravedad, el edificio se modeló con elementos con deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Para cada nudo se consideraron 6 grados de libertad estáticos y para el conjunto tres grados de libertad dinámicos correspondientes a dos traslaciones horizontales y a una rotación plana asumida como un diafragma rígido en cada nivel.

El cálculo de los desplazamientos elásticos se realizó considerando todos los modos de vibración y 5% de amortiguamiento en la Combinación Cuadrática Completa. Los desplazamientos inelásticos se estimaron multiplicando los desplazamientos de la respuesta elástica por el factor de reducción correspondiente, de acuerdo al esquema estructural adoptado en cada dirección.

Considerando que el límite establecido en la Norma Peruana para las derivas de entrepiso es de 7‰, se observa que para ambas direcciones del edificio se cumple con este requerimiento.

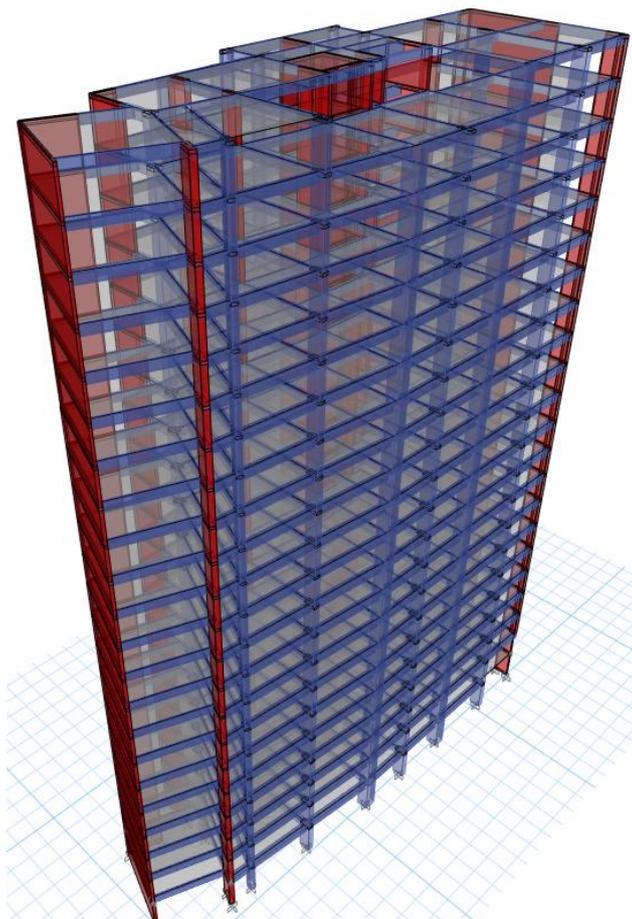


Fig.01 – Modelo en 3D del edificio usando ETABS

A continuación, se presenta los desplazamientos inelásticos máximos obtenidos del edificio.

<b>Story</b>	<b>Output Case</b>	<b>Deriva</b>	<b>Output Case</b>	<b>Deriva</b>
P20	SXX	0.0035	SYX	0.0056
P19	SXX	0.0037	SYX	0.0057
P18	SXX	0.0039	SYX	0.0058
P17	SXX	0.0042	SYX	0.0059
P16	SXX	0.0044	SYX	0.0060
P15	SXX	0.0046	SYX	0.0061
P14	SXX	0.0049	SYX	0.0061
P13	SXX	0.0051	SYX	0.0062
P12	SXX	0.0053	SYX	0.0062
P11	SXX	0.0055	SYX	0.0062
P10	SXX	0.0057	SYX	0.0062
P9	SXX	0.0058	SYX	0.0061
P8	SXX	0.0059	SYX	0.0061
P7	SXX	0.0060	SYX	0.0059
P6	SXX	0.0059	SYX	0.0057
P5	SXX	0.0058	SYX	0.0054
P4	SXX	0.0055	SYX	0.0050
P3	SXX	0.0050	SYX	0.0044
P2	SXX	0.0042	SYX	0.0036
P1	SXX	0.0027	SYX	0.0023

Se observa que para ambas direcciones de la edificación las máximas distorsiones de los entresijos fueron menores a la establecida por la Norma Peruana (7‰).

## 5. Metodología de diseño

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales se ha utilizado el Método de Resistencia y se ha cumplido con los criterios de diseño de la Norma Peruana de Diseño en Concreto Armado NTE-060, complementada por lo indicado en la Norma ACI 318 en su última versión. Se empleó concreto con  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$  y acero con  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ .

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas:

1.4 M + 1.7 V	M = carga muerta
1.25 ( M + V ) + S	V = carga viva
1.25 ( M + V ) - S	S = carga de sismo
0.9 M + S	
0.9 M - S	

### 5.1 Diseño de losa aligerada

Se muestra el diseño del aligerado de piso típico entre los ejes 5-6/E-C. Considerando la sección T de la vigueta, considerando la mitad de distancia entre las almas de la vigueta, con esto consideramos 28.50 cm.

#### Datos de Sección

Ancho (bw) = 28.5 cm  
Peralte (h) = 20 cm  
Peralte efectivo (d) = 17 cm

#### Datos de Material

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

#### Diseño por flexión

##### Cap.10 E.060

Momento último (Mu) = 0.97 Ton.m  
Ku = 11.777  
Cuantía = 0.00324  
Área de acero necesaria = 1.57 cm<sup>2</sup>  
Área de acero máxima = 7.73 cm<sup>2</sup>  
Área de acero mínima = 1.18 cm<sup>2</sup>  
Área de acero a colocar = 1.57 cm<sup>2</sup>

Esta área le debemos hacer el equivalente por metro lineal, lo que nos da un área por metro lineal de 2.75 cm<sup>2</sup>, se ha colocado 3/8"@.50+3/8"@.50, que tiene un área de 2.84 cm<sup>2</sup>, con lo cual el área se da por correcta.

## 5.2 Diseño de vigas

Viga eje-6

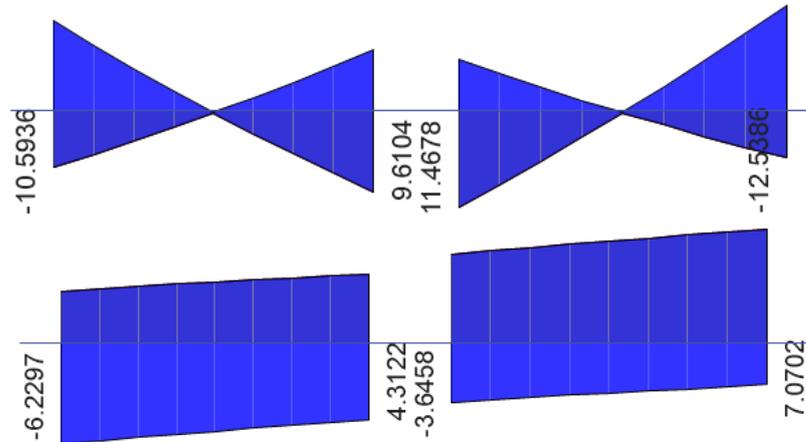


Diagrama de momento flector (superior) y de fuerza cortante (inferior)

### Datos de Sección

Ancho (bw) = 22.5 cm  
 Peralte (h) = 50 cm  
 Peralte efectivo (d) = 42 cm

### Datos de Material

f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

### Diseño por flexión

#### Cap.10 E.060

Momento último (Mu) = 12.5 Ton.m  
 Ku = 31.494  
 Cuantía = 0.00936

Área de acero necesaria = 8.85 cm<sup>2</sup>  
 Área de acero máxima = 15.07 cm<sup>2</sup>  
 Área de acero mínima = 2.29 cm<sup>2</sup>  
 Área de acero a colocar = 8.85 cm<sup>2</sup>

0

### Diseño por cortante

#### Cap.11 E.060

Factor de reducción de resistencia (Ø) = 0.85  
 Cortante último a d de la cara (Vu) = 7.1 Ton  
 Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto (Vc) = 6.17 Ton  
 Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo (Vs) = 0.93 Ton  
 Espaciamiento requerido del refuerzo por cortante = 228.94 cm

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u & V_c &= 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \\ V_n &= V_c + V_s & S &= \phi A_v f_y d / V_s \end{aligned}$$

Espaciamiento mínimo dentro de la zona de confinamiento (2h=96cm) (Muros estructurales)

#### Cap.21 E.060

- |  |            |
|--|------------|
| a) d/4 pero no necesariamente menor de 10cm        | = 10.5 cm  |
| b) 8 veces el mayor diámetro de barra longitudinal | = 15.24 cm |
| c) 24 veces el mayor diámetro de estribo           | = 22.86 cm |
| d) No mayor de 30 cm                               |            |

Smin =	10 cm
"S" a usar =	10 cm
# estribos =	10

**5.3 Diseño de placas**

**DISEÑO POR FLEXIÓN DE PLACA DE CONCRETO ARMADO**

<u>Proyecto:</u>	<b>AGUARICO</b>	Fecha:	
<u>Placa</u>	<b>PLACA 7</b>	Por:	

<u>Geometría:</u>	t =	<b>20</b> cm	(Ancho)
	L =	<b>720</b> cm	(Longitud, dirección del momento)
	d1 =	<b>45</b> cm	(Distancia de As1 al borde)
	t1 =	<b>20</b> cm	(Espesor del ala en compresión)
	L1 =	<b>128</b> cm	(Ancho del ala en compresión)
	d2 =	<b>60</b> cm	(Distancia de As2 al borde)
	t2 =	<b>0</b> cm	(Espesor del ala en tracción)
	L2 =	<b>0</b> cm	(Ancho del ala en tracción)
	Ag =	16560 cm <sup>2</sup>	(Área bruta de concreto)

<u>Refuerzo</u>	As1 =	60.00 cm <sup>2</sup>	(Área de acero en extremo-1)
<u>Concentrado</u>	As2 =	32.00 cm <sup>2</sup>	(Área de acero en extremo-2)

<u>Refuerzo</u>	As por fila =	<b>1.42</b> cm <sup>2</sup>	(Refuerzo para una fila)
<u>Distribuido</u>	s =	<b>20.0</b> cm	(Espaciamiento entre filas)
	Astot =	35.50 cm <sup>2</sup>	(Acero distribuido total)
		(25 filas)	

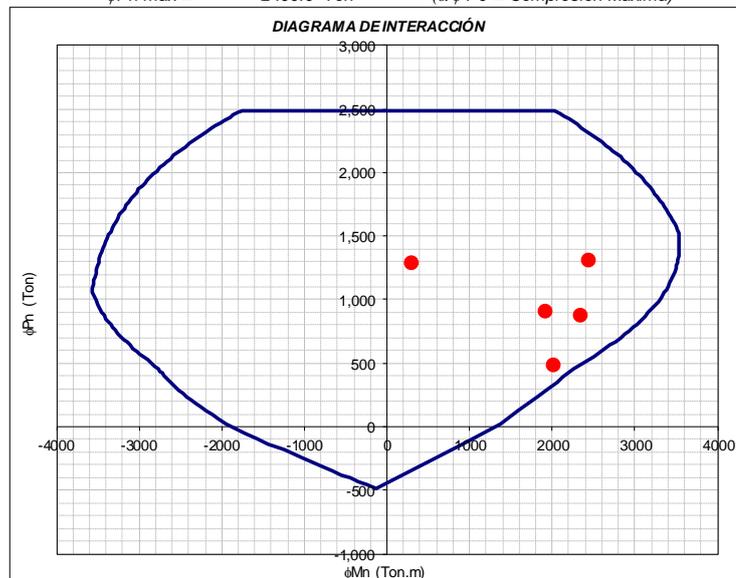
<u>Concreto</u>	f'c =	<b>280</b> Kg/cm <sup>2</sup>	(Resistencia característica)
	εc =	<b>0.003</b>	(Deformación a la rotura)
	β1 =	0.85	

<u>Acero</u>	fy =	<b>4200</b> Kg/cm <sup>2</sup>	(Esfuerzo de fluencia)
	Es =	<b>2000000</b> Kg/cm <sup>2</sup>	(Módulo de elasticidad)
	εs =	<b>0.0021</b>	(Deformación unitaria de fluencia)

<u>FSeguridad</u>	α =	<b>0.8</b>	(Factor para determinar φPn máx)
	φ1 =	<b>0.7</b>	(φ para P > 0.1 f'c Ag)
	φ2 =	<b>0.9</b>	(φ Para P = 0 ó P < 0)

<u>Cargas (Ton, m)</u>	Pu	Mux	φMn para Pu	
	<b>1287.2</b>	<b>296.0</b>	-3492.8	3515.3
	<b>915.1</b>	<b>1918.9</b>	-3461.2	3192.8
	<b>1312.6</b>	<b>2433.9</b>	-3481.3	3523.5
	<b>881.6</b>	<b>2338.9</b>	-3429.3	0.0
	<b>484.1</b>	<b>2013.9</b>	-2817.5	0.0

φPn máx = 2490.0 Ton (α φ P0 = Compresión Máxima)



Diseño por Cortante	
hm =	<b>52.50</b> m
hm/lm =	7.29
$\alpha_c$ =	0.53
Pu =	<b>915</b> Ton.m
Vu =	<b>144.1</b> Ton
Mu =	<b>1918</b> Ton.m
Mn =	<b>4443.0</b> Ton.m
Vu (dis) =	334 Ton
$\phi V_n$ (máx) =	533 Ton
$\phi V_c$ =	109 Ton
Ash =	<b>1.42</b> cm <sup>2</sup>
sh =	16.2 cm

#### 5.4 Diseño de columnas

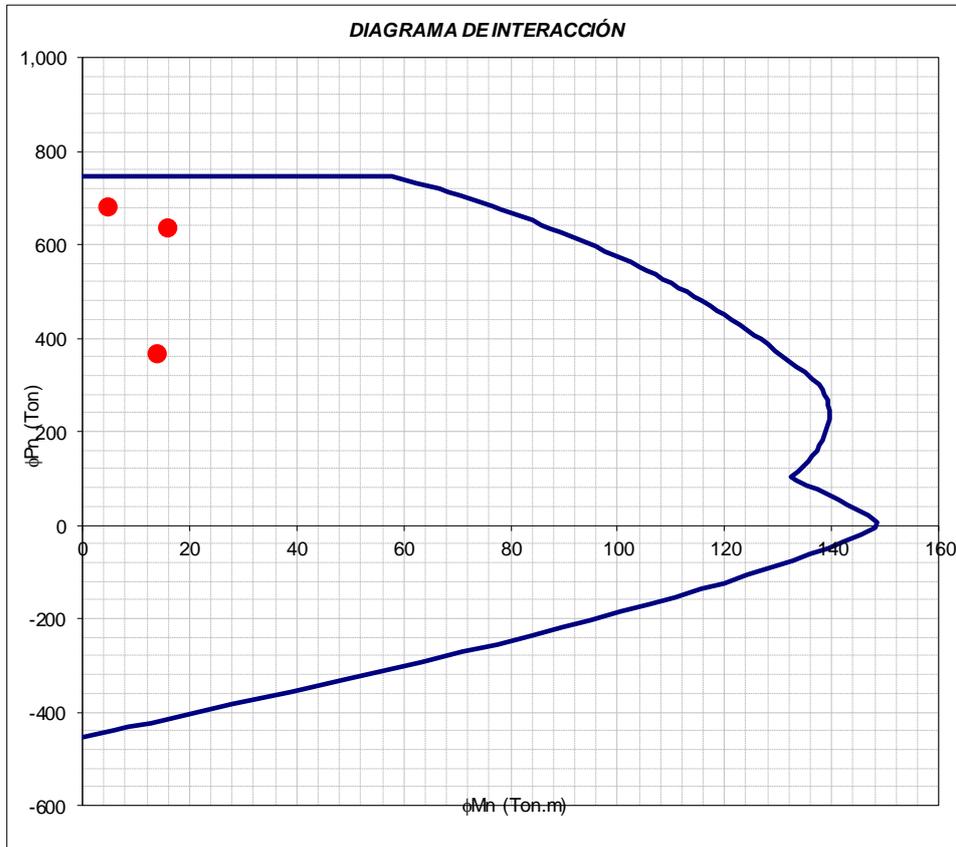
#### DISEÑO DE COLUMNA RECTANGULAR

<u>Proyecto:</u>	<b>AGUARICO</b>
<u>Columna:</u>	<b>COLUMNA C-4</b>

<u>Geometría:</u>	B =	<b>40</b> cm	(Ancho)
	L =	<b>90</b> cm	(Longitud, dirección del momento)
	d' =	<b>6</b> cm	(Recubrimiento al eje de varillas)
	Ag =	3600 cm <sup>2</sup>	(Área bruta de concreto)
<u>Refuerzo</u>	As =	119.88 cm <sup>2</sup>	(Área total de acero)
	$\rho$ =	3.33%	(Cuantía de acero)
<u>Concreto</u>	f'c =	<b>280</b> Kg/cm <sup>2</sup>	(Resistencia característica)
	$\epsilon_c$ =	<b>0.003</b>	(Deformación a la rotura)
	$\beta_1$ =	0.85	
<u>Acero</u>	fy =	<b>4200</b> Kg/cm <sup>2</sup>	(Esfuerzo de fluencia)
	Es =	<b>2000000</b> Kg/cm <sup>2</sup>	(Módulo de elasticidad)
	$\epsilon_s$ =	<b>0.0021</b>	(Deformación unitaria de fluencia)
<u>FSeguridad</u>	$\alpha$ =	<b>0.8</b>	(Factor para determinar $\phi P_{n\text{máx}}$ )
	$\phi_1$ =	<b>0.7</b>	( $\phi$ para $P > 0.1 f'c Ag$ )
	$\phi_2$ =	<b>0.9</b>	( $\phi$ Para $P = 0$ ó $P < 0$ )

<i>Cargas (Ton. m)</i>	<i>Pu</i>	<i>Mux</i>	<i>φMn para Pu</i>
	<b>680.00</b>	<b>4.50</b>	76.9
	<b>635.00</b>	<b>15.75</b>	87.6
	<b>366.00</b>	<b>13.80</b>	130.4

$\phi Pn$  máx = 745.8 Ton ( $\alpha \phi P0$  = Compresión Máxima)  
 $\phi Mn$  máx = 148.6 Ton.m (Momento resistente máximo)  
 $\phi Mn (P=0)$  = 148.5 Ton.m (Momento resistente para P=0)



**Diseño por corte**

Mns = 199.1 tonf.m  
 Mni = 199.1 tonf.m  
 hn = 2.4 m  
  
 Vu = 165.92 tonf  
  
 Nu = 366 tonf  
 Ag = 3600 cm<sup>2</sup>  
 bw = 40 cm  
 d = 82 cm  
  
 Vc = 50.21 tonf  
  
 Vs = 144.98 tonf  
 Av = 7.1  
  
 s = 16.87 cm

## 5.5 Diseño de zapatas

### DIMENSIONAMIENTO Y DISEÑO DE ZAPATAS

Proyecto : Aguarico  
 Elemento : Zapata C-8

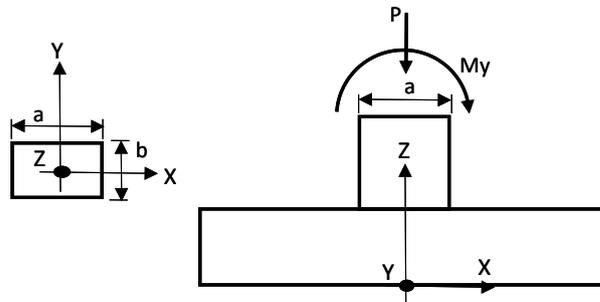
Fecha :  
 Elaborado :

#### 1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia a compresión del concreto  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  Resistencia a fluencia del acero de refuerzo  
 $\sigma = 5.50 \text{ kg/cm}^2$  Capacidad portante del terreno  
 $\sigma = 7.15 \text{ kg/cm}^2$  Capacidad portante del terreno (30% adicional para caso de sismo)

#### 2. DIMENSIONES DE COLUMNA

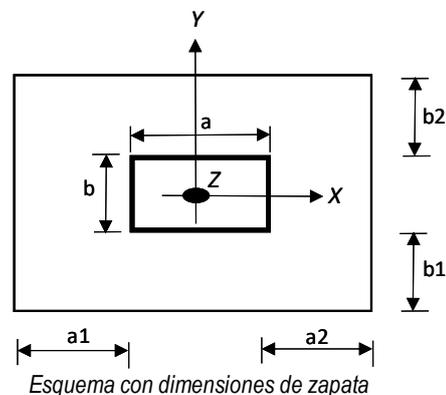
$a = 0.40 \text{ m}$  Dimensión en la dirección "X" de la columna  
 $b = 0.80 \text{ m}$  Dimensión en la dirección "Y" de la columna



#### 3. CARGAS EN SERVICIO

	P	M x-x	M y-y
Carga muerta	640.00 Tn	0.00 Tn.m	0.00 Tn.m
Carga viva	0.00 Tn	0.00 Tn.m	0.00 Tn.m
Sismo en "X"	0.00 Tn	0.00 Tn.m	5.00 Tn.m
Sismo en "Y"	0.00 Tn	15.00 Tn.m	0.00 Tn.m

#### 4. DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA



4.1 Revisión por cargas de gravedad

4.1.1 Predimensionamiento por carga axial

Se procede a calcular el área mínima necesaria solamente por carga axial, suponiendo que la zapata representa un 5% adicional a la carga axial en servicio, con el área obtenida procederemos a calcular el volado, bajo la suposición que se tiene volados iguales en las dos

$$\begin{aligned} \text{Área mín.} &= (Ps) \times (1.05) / \sigma = 12.22 \text{ m}^2 \\ \text{Volado mín.} &= 0.50 \text{ m} \end{aligned}$$

4.1.2 Predimensionamiento por momentos flectores

Con el volado calculado en el ítem anterior, procedemos a dimensionar la zapata teniendo en cuenta los momentos flectores, de existir excentricidad respecto a la carga vertical, también la tomaremos en cuenta.

$$\begin{aligned} a1 &= 1.500 \text{ m} && \text{Volado 1 en la dirección "X"} \\ a2 &= 1.500 \text{ m} && \text{Volado 2 en la dirección "X"} \\ \\ b1 &= 1.500 \text{ m} && \text{Volado 1 en la dirección "Y"} \\ b2 &= 1.500 \text{ m} && \text{Volado 2 en la dirección "Y"} \\ \\ Lx &= 3.40 \text{ m} && \text{Longitud total de zapata en la dirección "X"} \\ Ly &= 3.80 \text{ m} && \text{Longitud total de zapata en la dirección "Y"} \\ h &= 1.20 \text{ m} && \text{Peralte de zapata} \\ Df &= 1.50 \text{ m} \\ \text{Peso tierra} &= 7.18 \text{ Tn} \\ \text{Peso zapata} &= 37.21 \text{ Tn} \\ \\ exi &= 0.00 \text{ m} && \text{Excentricidad en dirección "X"} \\ eyi &= 0.00 \text{ m} && \text{Excentricidad en dirección "Y"} \\ \\ M_{x-x} &= 0.00 \text{ Tn.m} && \text{Momento flector respecto en el eje "X" por excentricidad en dirección "Y"} \\ M_{y-y} &= 0.00 \text{ Tn.m} && \text{Momento flector respecto en el eje "Y" por excentricidad en dirección "X"} \\ \\ \sigma &= 5.24 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo en el suelo} \end{aligned}$$

**Esfuerzo es menor que la capacidad portante, las dimensiones son correctas.**

4.2 Revisión por cargas de sismo

4.2.1 Sismo en dirección "X"

$$\begin{aligned} P &= 684.39 \text{ Tn} && \text{Carga axial total incluyendo sismo} \\ M_{x-x} &= 0.00 \text{ Tn.m} && \text{Momento flector respecto al eje x-x incluyendo sismo} \\ M_{y-y} &= 5.00 \text{ Tn.m} && \text{Momento flector respecto al eje y-y incluyendo sismo} \\ \\ \sigma &= 5.37 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

**Esfuerzo es menor que la capacidad portante, las dimensiones son correctas.**

4.2.2 Sismo en dirección "Y"

$$\begin{aligned} P &= 684.39 \text{ Tn} && \text{Carga axial total incluyendo sismo} \\ M_{x-x} &= 15.00 \text{ Tn.m} && \text{Momento flector respecto al eje x-x incluyendo sismo} \\ M_{y-y} &= 0.00 \text{ Tn.m} && \text{Momento flector respecto al eje y-y incluyendo sismo} \\ \\ \sigma &= 5.48 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo en el suelo} \end{aligned}$$

**Esfuerzo es menor que la capacidad portante, las dimensiones son correctas.**

**5. DISEÑO DE ZAPATA**

**5.1 Fuerzas últimas para diseño**

$h = 1.20 \text{ m}$	
$W = 84.95 \text{ Tn/m}$	Presión última actuante en zapata en un metro de ancho
$Mu_{x-x} = 95.57 \text{ Tn.m}$	Momento flector último respecto al eje x-x
$Mu_{y-y} = 95.57 \text{ Tn.m}$	Momento flector último respecto al eje y-y
$Vu_{x-x} = 33.98 \text{ Tn}$	Cortante último en la longitud del eje X-X a "d" de la cara de columna
$Vu_{y-y} = 33.98 \text{ Tn}$	Cortante último en la longitud del eje Y-Y a "d" de la cara de columna

**5.2 Revisión por corte (Capítulo 22 ACI 318-19)**

Se hace el análisis por metro de ancho de la zapata

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$\phi V_c = 71.81 \text{ Tn}$  Resistencia a corte del concreto

**$Vu < \phi V_c$ , La resistencia a Corte es suficiente.**

**5.3 Revisión por punzonamiento (Capítulo 22 ACI 318-19)**

$bo = 6.80 \text{ m}$	Perimetro para punzonamiento
$A = 12.92 \text{ m}^2$	Área total de la zapata
$Ao = 2.85 \text{ m}^2$	Área de punzonamiento
$Vu = Wu * (A - Ao)$	
$Vu = 855.42 \text{ Tn}$	Cortante último actuante por punzonamiento
$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * bo * d$	
$\phi V_c = 976.64 \text{ Tn}$	Resistencia a punzonamiento del concreto

**$Vu < \phi V_c$ , La resistencia a punzonamiento es suficiente.**

**5.4 Diseño de acero por flexión (Capítulo 10 NTE.060 Concreto Armado)**

**5.4.1 Revisión de acero mínimo**

Se aplica la cuantía mínima por cambios volumétricos según el apartado 9.7.2 de la norma E.060, que indica como acero mínimo el 0.0018 (Losas) del área de la sección, en nuestro caso, en un metro lineal.

$$As = 0.0018 * 100 * h = 21.60 \text{ cm}^2$$

**5.4 Diseño de acero por flexión (Capítulo 10 NTE.060 Concreto Armado)**

**5.4.2 Revisión de acero por flexión**

$As_{x-y} = 23.10 \text{ cm}^2$	Acero en la dirección "X" debido al MF respecto al eje Y-Y
$As_{y-x} = 23.10 \text{ cm}^2$	Acero en la dirección "Y" debido al MF respecto al eje X-X

Varillas en X =	1	@	0.200	Área suficiente por flexión.
Varillas en Y =	1	@	0.200	Área suficiente por flexión.

  
.....  
JULIO ANTONIO HIGASHI LUY  
Ingeniero Civil  
CIP N° 42080

**Ing. Julio Higashi Luy**  
**CIP 42080**