

# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

## SINTESIS DE MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR  
CA. LOS ACANTOS Esq. CA. LAS VIOLETAS  
MZ. Q, LOTE 22 URB. LOS RECAUDADORES – ATE

PROPIETARIO: J&M INVERSIONES INMOBILIARIAS PERÚ S.A.C.

### 1. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO. -

El análisis llevado a cabo es considerando un modelo tridimensional de tres grados de libertad, los cuales son dos grados de libertad asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una de rotación. El modelo matemático considerado es muy aproximado a la estructura y ha sido elaborado con el programa SAP2000 V23 considerando todas las características estructurales del proyecto. El análisis sísmico de la estructura se ha desarrollado utilizando el método de análisis estático - dinámico, de acuerdo con lo establecido en la norma técnica E-030.

#### REGLAMENTOS Y CODIGOS

Se usaron los siguientes capítulos el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú (2003):

E 020 Cargas

E 030 Diseño sismo resistente

E 050 Suelos y cimentaciones

E 060 Concreto Armado (2009)

Deformación permisible Vertical =  $L/240$

Deriva permisible Lateral =  $<0.007$  (concreto armado)

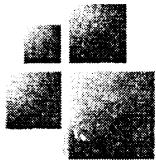
### 2. MATERIALES. -

Concreto Armado:

$f'c=210\text{Kg/cm}^2$        $E= 231721.01\text{Kg/cm}^2$

$f'c=280\text{Kg/cm}^2$        $E= 267568.38\text{Kg/cm}^2$

Para el análisis, las estructuras fueron modeladas con elementos finitos tipo *Shell*, los cuales representan a los muros, así como los elementos tipo *frame* que representan a vigas y columnas. La malla posee tanto las propiedades del material empleado como espesores de los muros.



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

Para los elementos se tomaron en cuenta deformaciones por flexión, fuerza cortante, torsión y carga axial.

### 3. CARGAS. –

Se empleó la Norma E-020 del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú además de las indicadas según especialidades.

#### ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS

Se ha considerado los siguientes estados de carga

DEAD	(Carga muerta propia de los elementos)
CM	(Carga Muerta Sobrepuesta)
LIVE	(Carga Viva)
LIVEUP	(Carga Viva Reducible)
SismoEstX	(Carga Sísmica estática en la dirección X)
SismoEstY	(Carga Sísmica estática en la dirección Y)
SismoDinX	(Carga Sísmica dinámica en la dirección X-X)
SismoDinY	(Carga sísmica dinámica en la dirección Y-Y)

#### COMBINACIONES DE CARGA

Se han considerado las siguientes combinaciones de carga:

Para estructuras de concreto armado:

Combinaciones:

1.4 CM + 1.7 CV

1.25 CM + 1.25 CV +- CS

0.90 CM +- CS

Donde

CM	:	Carga Muerta
CV	:	Carga Viva
CS	:	Carga de Sismo

### 4. DESARROLLO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL. -

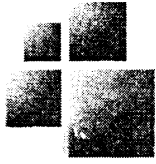
PARAMETROS SISMICOS

ZONIFICACION SISMICA: Zona 4, Z = 0.45

CATEGORIA DE EDIFICACION: Categoría C, U=1.00 Edificaciones Comunes

PARAMETROS DEL SUELO: TIPO S3, Tp = 0.40 seg. S = 1.10

SISTEMA ESTRUCTURAL:



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

Se consideraron un sistema de *Muros estructurales de concreto armado* en el eje X y en el eje Y.

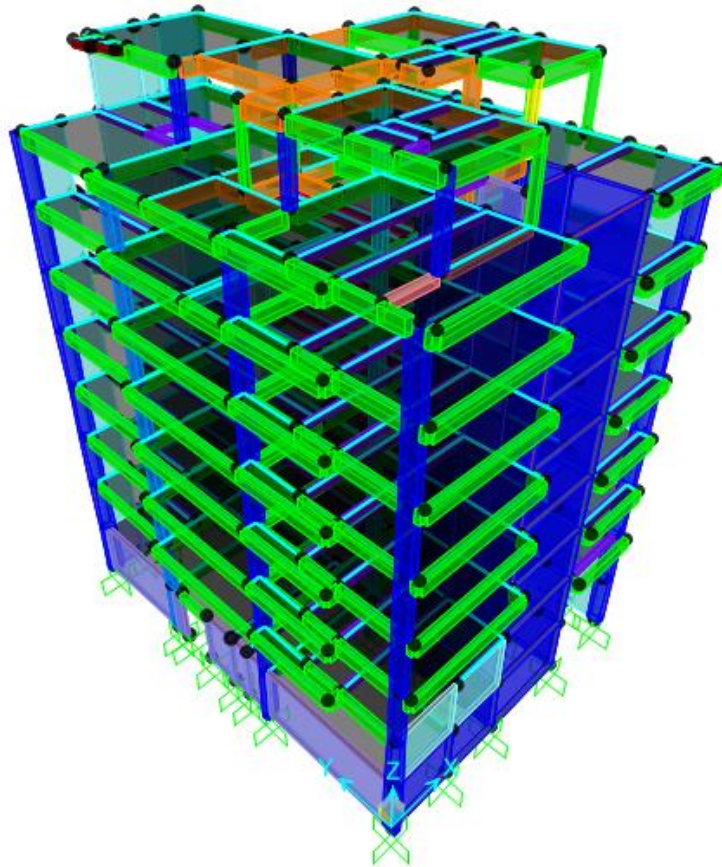
Reducción de la respuesta: Dirección X-X	Rx = 6.00
Reducción de la respuesta: Dirección Y-Y	Ry = 6.00
Irregularidad en planta:	Ip = 0.90

LIMITE DISTORSIONAL LATERAL:  $\Delta_i/h_i \times R \leq 0.007$ , Concreto armado.

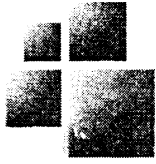
## 5. MODELO MATEMATICO CONSIDERADO. -

Se ha desarrollado un modelo matemático que considera las plantas presentadas en el proyecto. A continuación, se muestran vistas isométricas.

3-D View



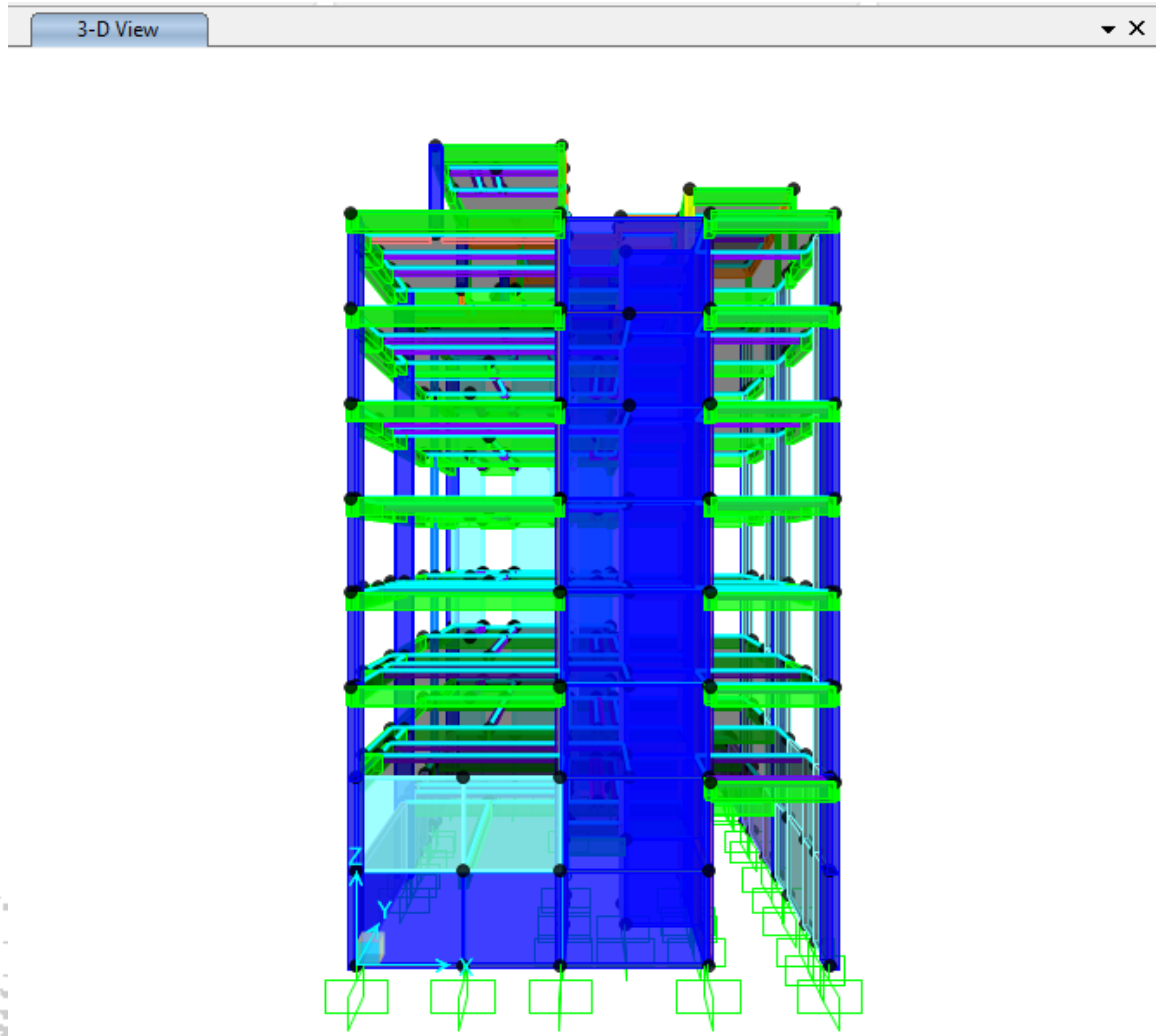
ELEVACION FRONTAL



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---



ELEVACION LATERAL

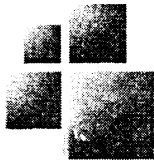
## 6. METRADO DE CARGAS. -

### CARGA MUERTA:

El programa SAP2000 V23 calcula internamente el peso de la estructura modelada. Se ha considerado una carga adicional de  $200\text{Kg/m}^2$  en el estado de carga muerta superpuesta por acabados y tabiquería.

### CARGA VIVA:

Se usó la carga viva estipulada en la norma E 020 para los distintos ambientes.



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

## CARGA DE SISMO:

El análisis sísmico se realizó según la norma NTE E-030, con el procedimiento de análisis estático. Se ha considerado 5% de amortiguamiento de la estructura y 5% de excentricidad, así mismo se ha considerado como fuente de masa participativa el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva (por ser una edificación categoría C), utilizando los siguientes parámetros:

Cortante basal.

$$C_b = (ZUCS/R) * P$$

$$Z = 0.45$$

$$U = 1.00$$

$$C_x = 2.50$$

$$C_y = 2.50$$

$$S = 1.10$$

$$R_X = 6.00$$

$$R_Y = 6.00$$

$$I_p = 0.90$$

Peso sísmico y cortante basal

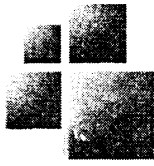
Name	C	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SXP	0,208	1588,15	330,33
SYP	0,208	1588,15	330,33

## 7. METODOLOGIA DE ANALISIS. -

Se han determinado la envolvente de los valores Máximos de las Fuerzas Axiales, Fuerzas Cortantes y Momentos Flectores. Se ha realizado el Control de Distorsiones, verificando si la estructura cumple con los requisitos de rigidez reglamentarios.

## MAXIMO DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE PISO

MÁXIMOS  
DESPLAZAMIENTOS



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

<b>DESPLAZ. PISO</b>	<b>h</b>	<b>Máximo Absoluto X</b>	<b>Máximo Absoluto Y</b>	<b>Máximo Relativo X</b>	<b>Máximo Relativo Y</b>	<b>(<math>\Delta / h_{ex}</math>)</b>	<b>(<math>\Delta / h_{ey}</math>)</b>
9 (Nudo 491)	2,65	9,969	6,479	1,495	1,363	0,00564	0,0051
8 (Nudo 446)	2,65	8,475	5,116	1,487	0,825	0,00561	0,0031
7 (Nudo 381)	2,65	6,988	4,291	1,495	0,851	0,00564	0,0032
6 (Nudo 327)	2,65	5,493	3,440	1,469	0,855	0,00555	0,0032
5 (Nudo 277)	2,65	4,023	2,585	1,379	0,822	0,00520	0,0031
4 (Nudo 227)	2,65	2,644	1,763	1,200	0,740	0,00453	0,0028
3 (Nudo 178)	2,65	1,445	1,023	0,916	0,599	0,00346	0,0023
2 (Nudo 129)	2,65	0,529	0,424	0,478	0,362	0,00180	0,0014
1 (Nudo 80)	2,70	0,052	0,062	0,052	0,062	0,00019	0,0002
Suelo (Nudo 34)		0,000	0,000				

El factor de regularidad R fue afectado por lo indicado en las tablas N°8 y N°9 del Reglamento Nacional de Edificaciones Cap.III - Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones. Art. 20 - Factores de Irregularidad Los desplazamientos laterales para estructuras Regulares se calculan multiplicando por 0.75R los resultados del análisis.

Los desplazamientos laterales para estructuras Regulares se calculan multiplicando por 0.85R los resultados del análisis.

Los desplazamientos cumplen con lo estipulado en la norma.

Material Predominante (Di / hei)  
 Concreto Armado 0.007

## 8. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS MÁS INCIDENTES

### DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO

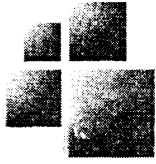
UBICACIÓN : C2 Ejes 2-B

#### Datos:

*Columna rectangular*

a menor = 25 cm  
 b mayor = 50 cm  
 Área = 1250 cm<sup>2</sup>  
 Area min = 1132,68 cm<sup>2</sup> Ok

fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
 f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>  
 ρ.min = 0,01  
 ρ.max = 0,06



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

As.min = 12,5 cm<sup>2</sup>  
As.max = 75 cm<sup>2</sup>

**Datos resultantes del diseño:**

P actuante = 165,91 Tn  
V cortante = 0,21 Tn  
Mx flector = 0,35 Tn\*m  
My flector = 5,24 Tn\*m

**Resultados por Carga Axial:**

	$\Phi$	Cant	Cant (cm <sup>2</sup> )
As1 a utilizar =	3/4"	6	17,10
As2 a utilizar =	5/8"	2	3,96
		<b>As =</b>	<b>21,06</b>

**Estribos:**

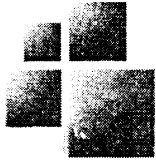
Pn max = 246,25 Tn      Ok  
 $\Phi$ Pn max = 172,38 Tn      Ok

**Momento flector máximo**

d = 46 cm  
a = 6,78 cm  
 $\Phi$  Mn = 23,21 Tn\*m      Ok

**Diseño por corte**

$\Phi$ Vc = 8,17 Tn.  
No es necesario reforzar por corte  
Vs = 14,96 Tn. <= 38,04  
Ok  
 $\Phi$ Vn = 20,89 Tn.  
Vu max = 32,33 Tn.  
 $\Phi$  Estribo = 3/8"  
S = 20,00 cm  
Ok



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

## DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO

**UBICACIÓN** : C1 Ejes 3-B

### **Datos:**

#### *Columna rectangular*

a menor	=	25	cm	
b mayor	=	80	cm	
Área	=	2000	cm <sup>2</sup>	
Area min	=	1731,49	cm <sup>2</sup>	Ok
fy	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
f'c	=	280	kg/cm <sup>2</sup>	
ρ.min	=	0,01		
ρ.max	=	0,06		
As.min	=	20	cm <sup>2</sup>	
As.max	=	120	cm <sup>2</sup>	

### **Datos resultantes del diseño:**

P actuante	=	338,16	Tn	
V cortante	=	7,08	Tn	
Mx flector	=	14,14	Tn*m	
My flector	=	1,29	Tn*m	

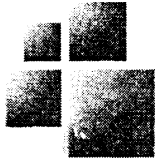
### **Resultados por Carga Axial:**

	Φ	Cant	Cant (cm <sup>2</sup> )
As1 a utilizar =	3/4"	4	11,40
As2 a utilizar =	1"	10	50,67
		<b>As =</b>	<b>62,07</b>

### **Estribos:**

Pn max	=	577,54	Tn	Ok
ΦPn max	=	404,28	Tn	Ok

### **Momento flector máximo**



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

d	=	76	cm	
a	=	13,69	cm	
$\Phi$ Mn	=	162,26	Tn*m	Ok

### Diseño por corte

$\Phi$ Vc	=	15,09	Tn.	
				Requiere refuerzo por corte
Vs	=	23,94	Tn. <=	70,28
				Ok
$\Phi$ Vn	=	35,45	Tn.	
Vu max	=	59,74	Tn.	
$\Phi$ Estribo	=	3/8"		
S	=	20,00	cm	
				Ok

### DISEÑO DE PLACAS

#### UBICACIÓN

Placa P1 Eje 1-2/B-C

#### Datos del elemento

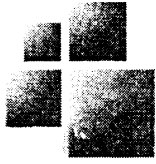
e	=	20	cm
---	---	----	----

14.5.3.2.- Considerar que los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no deben ser menor que 200mm

<b>Rec</b>	=	2,50	cm
<b>Lm</b>	=	2,00	m
<b>hm</b>	=	2,70	m
<b>f'c</b>	=	210	kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy</b>	=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Area (Acw)</b>	=	4000	cm <sup>2</sup>
<b>Area min</b>	=	797,06	cm <sup>2</sup>

#### Fuerzas actuantes

<b>Pu</b>	=	116,75	Tn
<b>Vu</b>	=	10,79	Tn
<b>Mx flector</b>	=	5,73	Tn
<b>My flector</b>	=	0,18	Tn



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

**Diseño:**

Resistencia de diseño  $\Phi P_n$

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32 h} \right)^2 \right]$$

Restringidos sup. e inf.

<b>k</b>	=	0,8		
<b><math>\Phi P_n</math></b>	=	323,29	Tn	Ok
<b><math>P_n</math> max</b>	=	359,21	Tn	Ok

**Refuerzo mínimo de acero**

No requiere refuerzo mínimo por corte

(Horiz. + Vert.)

<b><math>\Phi</math> Horiz min</b>	=	$\phi 3/8''$	@	40,00	cm
<b><math>\Phi</math> Vert min</b>	=	$\phi 3/8''$	@	40,00	cm
			S max =	40,00	cm

**Resistencia al**

**corte**

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

**11.10.1 Diseño por corte perpendicular al muro**

Eje "X"

Según E.060 - Art. 11.10.1, el diseño de fuerzas cortantes perpendiculares al plano del muro debe hacerse según lo estipulado en las disposiciones para losas de 11.12.

Según 11.12.1.1, comportamiento como Viga ancha

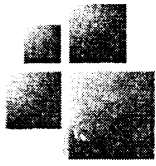
<b><math>\Phi V_c</math></b>	=	22,85	Tn, resistencia al corte proporcionada por el concreto sin estribos
<b><math>V_c</math> máx</b>	=	47,19	Tn.

Ok

**Por lo tanto:** No requiere reforzar por corte

**$V_s$  max** La resistencia al corte  $V_s$  max, no deberá considerarse mayor que: 121,73 Tn.

**$\rho_v$**  = 0,0012



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

<b>Av</b>	=	$\phi 3/8''$		
<b>Vs</b>	=	19,57	Tn. <=	121,73 Tn. Ok
<b><math>\Phi Vn</math></b>	=	39,49	Tn.	
<b>Vn máx</b>	=	42,75	Tn.	
<b><math>\phi Vn \geq Vu</math></b>	=	Ok		

Según 11.12.1.2. Agrietamiento se presenta como un cono/pirámide truncado en torno a la carga concentrada.

Donde, la superficie crítica equivalente bo será mínimo, pero sin estar más cerca de d/2

<b>Bo</b>	=	440,00	cm	
<b><math>\beta</math></b>	=	80,00		
<b>Vc</b>	=	30,72	Tn.	
<b>Vc máx</b>	=	30,72	Tn.	
<b>Por lo tanto:</b>	No requiere reforzar por corte			
<b>Vs</b>	=	19,57	Tn.	
<b>Vs máx</b>	=	121,73	Tn.	
<b><math>\Phi Vn</math></b>	=	42,75	Tn.	
<b><math>\Phi Vn máx</math></b>	=	78,83	Tn.	
<b><math>\phi Vn \geq Vu</math></b>	=	Ok		

## 11.10.2 Diseño por corte horizontal al muro

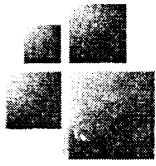
De acuerdo a las disposiciones de 11.10.3 al 11.10.10 y, adicionalmente, lo dispuesto en 21.9

Según 11.3.2.1, para muros sometidos únicamente a cortante y flexión

<b>Varilla a usar</b>	=	$\phi 3/8''$		
<b><math>\rho w</math></b>	=	0,20%		
<b>As</b>	=	7,13	cm <sup>2</sup>	
<b>Vu*d / Mu</b>	=	0,31		
<b>Vc</b>	=	25,74	Tn.	
<b><math>\Phi Vc</math></b>	=	21,88	Tn, resistencia al corte proporcionada por el concreto sin estribos	
<b>Vc máx</b>	=	63,88	Tn.	

Según 11.10.5, la contribución del concreto máx es:

<b><math>\alpha c</math></b>	=	0,80		
<b>Vc máx</b>	=	46,37	Tn.	
<b>Por lo tanto:</b>	No requiere reforzar por corte			



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

<b>Vs max</b>	La resistencia al corte VS max, no deberá considerarse mayor que: 121,73 Tn.		
<b>ρh</b>	=	0,0025	
<b>Vs</b>	=	42,00	Tn. <= 121,73 Tn.
		Ok	
<b>ΦVn</b>	=	57,58	Tn.
<b>Vn máx</b>	=	150,71	Tn.
<b>ΦVn ≥ Vu</b>	=	Ok	

### Diseño por momento flector

Si  $\rho < \rho_b$ , Falla por fluencia del acero (Deseable)

Si  $\rho > \rho_b$ , Falla por aplastamiento (Evitar)

Si  $\rho = \rho_b$ , Falla balanceada

<b>Φ Placa</b>	=	φ3/8"	@	40,00	cm
<b>As</b>	=	3,56	cm <sup>2</sup>		
<b>As máx</b>	=	31,88	cm <sup>2</sup>		
		Ok			
<b>ρ</b>	=	0,10%			
<b>ρb</b>	=	1,06%			
<b>ρmax = 0.75*ρb</b>	=	0,80%			
<b>w</b>	=	2,04%			
<b>Ku</b>	=	4,22	kg/cm <sup>2</sup>		
<b>a</b>	=	0,419	cm		
<b>β</b>	=	0,425			
<b>Mn</b>	=	258,72	Tn-m		
<b>ΦMn</b>	=	232,85	Tn-m		
		Ok			

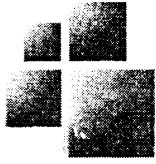
Falla por fluencia del acero (Deseable)

### DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

**UBICACIÓN** : EJES 2-3/B  
**Viga =** V-800

#### Datos:

**H =** 50,0 cm  
**bw =** 25,0 cm



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

$L =$  6,00 mt  
 $f'c =$  210 kg/cm<sup>2</sup>  
 $fy =$  4200 kg/cm<sup>2</sup>

### Viga peraltada

Relación ancho/peralte no es menor a 0.30

Ok

### Datos de diseño:

$Vu =$  4,95 Tn  
 $Mu =$  6,90 Tn\*m.  
Deflexión Instantánea (Sap): 0,070 cm

### Resultados del diseño:

#### 11.1 Cálculo por corte

$\Phi Vc =$  7,51 Tn.  
Requiere refuerzo por corte  
 $Vs =$  27,53 Tn. <= 35,00 Tn.  
Ok  
 $\Phi Vn =$  30,91 Tn.  
Ok  
 $S =$  10,00 cm

### Distribución de Estribos

1 @ 5 , 8 @ 10 , Resto @ 23 cm

### Distribución de Varillas de acero

Cantd = 3  $\phi$ 5/8"  
Cantd = 1  $\phi$ 1/2"  
 $\rho$  actual = 0,006  
 $\rho_b =$  0,021

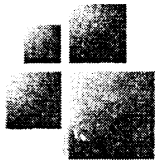
La cuantía de refuerzo en tracción no excede la cuantía mínima

La cuantía de refuerzo en tracción no está excediendo de 0,025

$Mu$  máx = 28,68 Tn\*m. , con 0,75\* $\rho$   
 $Mu$  máx = 44,99 Tn\*m. , con 0,025  
 $\Phi Mn = Mu =$  40,49 Tn\*m.

Cumple capacidad de momento flector

### Cálculo de flecha (Deflexión)



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

Deflexión instantánea =	0,07	cm
Inercia Fisurada =	0,18	cm <sup>4</sup>
Flecha diferida =	$\lambda\Delta =$	1,59
Deflexión máxima permitida =	2,50	cm
Deflexión Diferida =	0,28	cm
Def. máx actuante =	0,35	cm
C/F =		cm

### Cálculo de flecha

#### (Deflexión)

No requiere contra flecha

### DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

#### UBICACIÓN

EJES 2-  
: A/B

#### Viga =

V-802

#### Datos:

$H =$	50,0	cm
$bw =$	25,0	cm
$L =$	5,10	mt
$f'c =$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$fy =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>

#### Viga peraltada

Relación ancho/peralte no es menor a 0.30

Ok

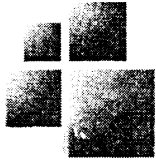
#### Datos de diseño:

$Vu =$	12,04	Tn
$Mu =$	12,20	Tn*m.
Deflexión Instantánea (Sap):	0,207	cm

#### Resultados del diseño:

##### 11.1 Cálculo por corte

$\Phi Vc =$	7,51	Tn.
Requiere refuerzo por corte		
$Vs =$	27,53	Tn. <= 35,00 Tn.
Ok		
$\Phi Vn =$	30,91	Tn.



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

S =                      Ok  
                            10,00              cm

## Distribución de Estribos

1 @ 5 , 10 @ 10 , Resto @ 23 cm

## Distribución de Varillas de acero

Cantd =                      3               $\phi 3/4''$   
Cantd =                      0               $\phi 3/4''$   
 $\rho$  actual =                      0,007  
 $\rho_b$  =                              0,021

La cuantía de refuerzo en tracción no excede la cuantía mínima

La cuantía de refuerzo en tracción no está excediendo de 0,025

Mu máx =                      28,68              Tn\*m. , con 0,75\* $\rho$   
Mu máx =                      44,99              Tn\*m. , con 0,025  
 $\Phi M_n = M_u$  =                      40,49              Tn\*m.

Cumple capacidad de momento flector

## Cálculo de flecha (Deflexión)

Deflexión instantánea =                      0,21              cm  
Inercia Fisurada =                      0,52              cm<sup>4</sup>  
Flecha diferida  
=                                       $\lambda \Delta$  =              1,46  
Deflexión máxima permitida =                      2,13              cm  
Deflexión Diferida =                      0,75              cm  
Def. máx actuante =                      0,96              cm  
C/F =                                      cm

## Cálculo de flecha (Deflexión)

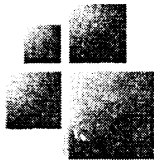
No requiere contra flecha

## DISEÑO DE ZAPATAS

**UBICACIÓN:** Eje B/3

**ELEMENTO:** Zapata de C1

## Datos de la zapata:



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

h zap =	90	cm		, h=30cm mínimo según 15.7
Rec.	7,00	cm		Según, E.060 - 7.7.1
P al serv. =	302,54	Tn		, según 15.2.2 y
f'c =	280	kg/cm <sup>2</sup>		15.2.5
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>		
φ =	0,70	Aplastamiento en el concreto		
M <sub>x</sub> =	14,14		Tn*m	
V (Sap) =	7,08		Tn	

### Capacidad portante del terreno:

$$\sigma = 3,76 \text{ kg/cm}^2$$

15.2.4 Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.

### Diseño de la zapata de la columna a calzar:

b =	25	cm
t =	80	cm

### Cálculos:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I}$$

Área de la zapata

$$\sigma = P / A = 298 \text{ x } 298 \text{ cm}^2$$

### Zapata Central

b =	270,01	cm
t =	325,01	cm

### Cálculo Acero

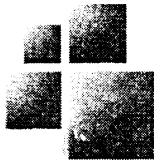
$$M_u = 28,21 \text{ tm.m}$$

$$M_u = \phi [A_{s1} f_y (d-a/2)] \quad \phi = 0.90$$

$$A_{s \text{ min}} = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\phi 5/8" \quad 1,98 \text{ @ } 12,22 \text{ cm}$$

### Cálculo por Corte



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

$$\phi V_n > V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

No requiere refuerzo por corte. Art. 11.5.7.1

### Disposiciones especiales para zapatas

La resistencia al cortante está regida por el caso más severo entre estas 2 condiciones:

#### 11.12.1.1) Comportamiento como una viga ancha

$$V_c = 778,27 \quad T_n$$

11.3.1.2 Para elementos sometidos a compresión axial  $N_u$ :

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left( 1 - \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

#### 11.12.1.2) Comportamiento en 2 direcciones, donde el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide

Superficie crítica equivalente a investigar:

$$b_o = 217 \quad , \text{perímetro}$$

$$d/2 = 41,5$$

$$\beta = 1,20$$

$V_c$  calculado a partir de 11.12.2.1

l) Menor valor entre (a), (b) y (c)

(a) $V_c =$	425,53	$T_n$
(b) $V_c =$	1407,87	$T_n$
Columna =	Interior	
$\alpha_s =$	40	
(c) $V_c =$	319,76	$T_n$

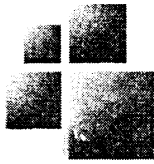
Por lo tanto, el menor valor es = 319,76  $T_n$  (c)

#### 11.12.3.1) $V_c$ máximo es:

$$V_c \text{ max} = 159,88 \quad T_n$$

Finalmente, se debe considerar el  $V_c$  más severo que es:

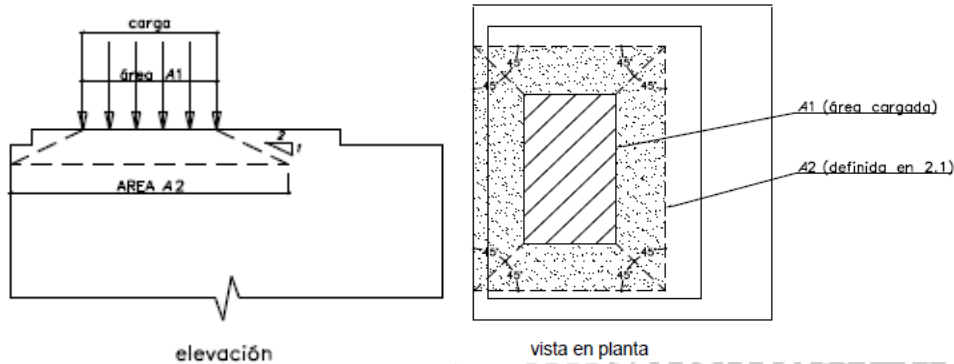
$V_c =$	159,88	$T_n$		
$V_s =$	40,66	$T_n$	$\leq$	482,66 $T_n$
	Ok			
$\phi V_n =$	140,38			
	Ok			



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

## Cálculo por Aplastamiento E.060 Art. 10.17



A1 = área cargada, mm<sup>2</sup>, Capítulos 10, 22.

A2 = el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal, mm<sup>2</sup>, Capítulos 10, 22.

*Resistencia de diseño al aplastamiento:*

$$\phi * (0,85 * f'c * A1) * \sqrt{A2/A1}$$

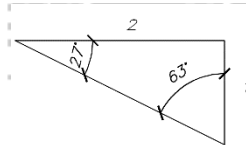
A1 = 2000,00 cm<sup>2</sup>

A2 = 2192,24 cm<sup>2</sup>

$\sqrt{A2/A1} = 1,05$

P axial = 336,16 Tn < 348,85 Tn

Ok



## DISEÑO DE ZAPATAS

**UBICACIÓN:** Eje 2-B

**ELEMENTO:** Zapata de C2

**Datos de la zapata:**

h zap = 70 cm

Rec. 7,00 cm

P al serv. = 149,32 Tn

f'c = 280 kg/cm<sup>2</sup>

fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

$\phi = 0,70$  Aplastamiento en el concreto

Mx = 14,14 Tn\*m

V (Sap) = 0,21 Tn

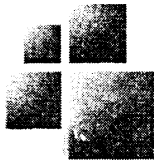
, h=30cm mínimo según 15.7

Según, E.060 - 7.7.1

, según 15.2.2 y

15.2.5

**Capacidad portante del terreno:**



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

---

$$\sigma = 3,76 \text{ kg/cm}^2$$

- 15.2.4 Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.

### Diseño de la zapata de la columna a calzar:

$$\begin{aligned} b &= 25 \text{ cm} \\ t &= 50 \text{ cm} \end{aligned}$$

### Cálculos:

$$\sigma_{max} = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I}$$

Área de la zapata

$$\sigma = P / A = 209 \text{ x } 209 \text{ cm}^2$$

### Zapata Central

$$\begin{aligned} b &= 196,51 \text{ cm} \\ t &= 221,51 \text{ cm} \end{aligned}$$

### Cálculo Acero

$$M_u = 13,82 \text{ tm.m}$$

$$M_u = \phi [A_{s1} f_y (d-a/2)] \quad \phi = 0.90$$

$$A_{s \text{ min}} = 12,60 \text{ cm}^2$$

$$\phi 5/8" \quad 1,98 \quad @ \quad 15,71 \text{ cm}$$

### Cálculo por Corte

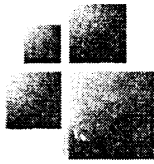
$$\phi V_n > V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

No requiere refuerzo por corte. Art. 11.5.7.1

### Disposiciones especiales para zapatas

La resistencia al cortante está regida por el caso más



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

severo entre estas 2 condiciones:

### 11.12.1.1) Comportamiento como una viga ancha

$$V_c = 386,04$$

Tn

11.3.1.2 Para elementos sometidos a compresión axial  $N_u$ :

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} \left( 1 - \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w d$$

### 11.12.1.2) Comportamiento en 2 direcciones, donde el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide

Superficie crítica equivalente a investigar:

$b_o =$	156	, perímetro
$d/2 =$	31,5	
$\beta =$	1,13	

Vc calculado a partir de 11.12.2.1

l) Menor valor entre (a), (b) y (c)

$$(a) V_c = 241,19 \quad Tn$$

(b) $V_c =$	805,85	Tn
Columna =	Interior	
$\alpha_s =$	40	

$$(c) V_c = 173,87 \quad Tn$$

Por lo tanto, el menor valor es = 173,87 Tn (c)

### 11.12.3.1) Vc máximo es:

$$V_c \text{ max} = 86,94 \quad Tn$$

Finalmente, se debe considerar el Vc más severo que es:

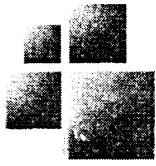
$$V_c = 86,94 \quad Tn$$

$$V_s = 24,00 \quad Tn \leq 262,45 \quad Tn$$

Ok

$$\phi V_n = 77,66$$

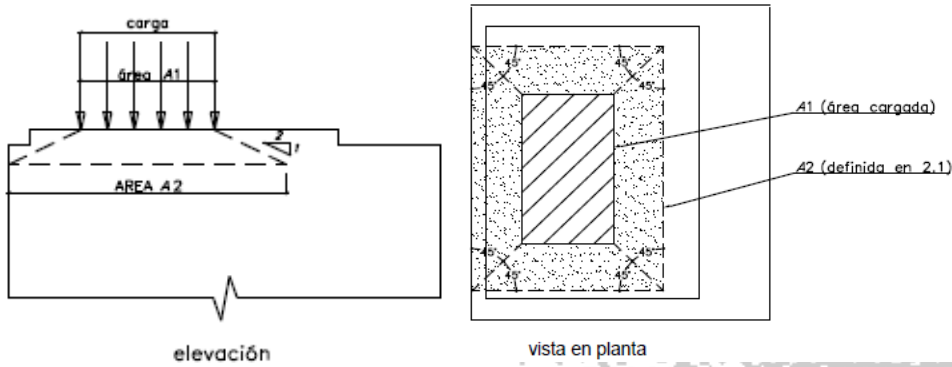
Ok



# CRAP

CONTRATISTAS Y CONSULTORES S.A.

## Cálculo por Aplastamiento E.060 Art. 10.17



$A1 =$  área cargada,  $\text{mm}^2$ , Capítulos 10, 22.

$A2 =$  el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide, cono o cuña ahusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical por 2 horizontal,  $\text{mm}^2$ , Capítulos 10, 22.

Resistencia de diseño al aplastamiento:

$$\phi * (0,85 * f_c * A1) * \sqrt{A2/A1}$$

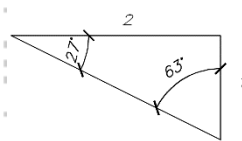
$$A1 = 1250,00 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 1356,96 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A2/A1} = 1,04$$

$$P \text{ axial} = 165,91 \text{ Tn} < 216,98 \text{ Tn}$$

Ok



Atentamente,

  
 **MARTIN CORTIJO SÁNDIGA**  
INGENIERO CIVIL  
Reg del Colegio de Ingenieros N° 62177