الجمهورية اليمنية
جامعة العلوم و التكنولوجيا
كلية الهندسة و العلوم

قسم الهندسة المدنية
العام الدراسي ٢٠١٠ / ٢٠١١ م

مشروع لنيل درجة البكالوريوس في

الخرسانة المسلحة

Reinforced Concrete

الأمثلة التصميمية

تقديم :

محمد أحمد محمد الصباحي
محمد صالح أحمد الجودة

خرسانة مسلحة

Reinforcement Concrete

((مبدأ كل علم أو عمل الخواطر و الأفكار ،
فإنها توجب التصورات و التصورات تدعوا للإرادات
والإرادات تقتضي وقوع الفعل))

(ابن القيم الجوزية)

الباب الأول

تعريف بالمشروع

مقدمة :

بالامس كانت فكرة

واليوم اصبحت مشروعنا ,

مدينة سياحية تحتضن الاسرة اليمنية بكافة افرادها وبراحة تامة...

تنوع في المباني وتعدد في الخدمات...

هذا هو مشروع تخرجنا الذي نقدمه اليوم بين أيديكم لتقييمه ولأخواننا الطلاب للاستفادة منه...

التعريف بالمشروع :

اسم المشروع : مدينة الصباحي السياحية .

موقع المشروع : يقع المشروع في أمانة العاصمة ـ السبعين

وصف ومكونات المشروع :

تحتوي المدينة على أحجام مختلفة من الوحدات السكنية و المباني العامة والخدمية والترفيهية وهذا ملخص مجدول للمباني :

اسم المبنى	العدد	ملاحظات
الفندق	1	يتكون من ثلاث كتل الكتلة الوسطية مكونة من ثلاثة طوابق والطرفيتين مكونتان من ثمانية طوابق ويحتوي على 312 غرفة .
الشقق	9	يتكون من خمسة طوابق كل طابق على شقتين .
الفلل	54	تتكون من طابقين وتتكون من أربع غرف وثلاثة حمامات وصالتين .
المسجد	1	يتكون من طابقين الأول لمصلى الرجال والثاني لمصلى النساء .
المطعم	1	يتكون من طابقين الطابق الأول يحتوى على قسم للاستقبال و الانتظار والطابق الثاني يحتوى على طاولات الطعام .
المباني الإدارية	1	يتكون من طابقين الطابق الأول يحتوى على قسم لاستقبال الوافدين والطابق الثاني يحتوى على مجموعة من المكاتب الإدارية
المباني الصحية والأمنية	1	يتكون من طابقين الطابق الأول يحتوى على قسم للاستقبال و الانتظار والطابق الثاني يحتوى على طاولات الطعام .
المركز التجاري	1	يتكون من ثلاث كتل كلا منها طابقين ويحتوي المركز على ٨٠ محل تجاري.

مقدمة :

بالامس كانت فكرة

واليوم اصبحت مشروعنا ,

مدينة سياحية تحتضن الاسرة اليمنية بكافة افرادها وبراحة تامة...

تنوع في المباني وتعدد في الخدمات...

هذا هو مشروع تخرجنا الذي نقدمه اليوم بين أيديكم لتقييمه ولأخواننا الطلاب للاستفادة منه...

التعريف بالمشروع :

اسم المشروع : مدينة الصباحي السياحية .

موقع المشروع : يقع المشروع في أمانة العاصمة ـ السبعين

وصف ومكونات المشروع :

تحتوي المدينة على أحجام مختلفة من الوحدات السكنية و المباني العامة والخدمية والترفيهية وهذا ملخص مجدول للمباني :

اسم المبنى	العدد	ملاحظات
الفندق	1	يتكون من ثلاث كتل الكتلة الوسطية مكونة من ثلاثة طوابق والطرفيتين مكونتان من ثمانية طوابق ويحتوي على 312 غرفة .
الشقق	9	يتكون من خمسة طوابق كل طابق على شقتين .
الفلل	54	تتكون من طابقين وتتكون من أربع غرف وثلاثة حمامات وصالتين .
المسجد	1	يتكون من طابقين الأول لمصلى الرجال والثاني لمصلى النساء .
المطعم	1	يتكون من طابقين الطابق الأول يحتوى على قسم للاستقبال و الانتظار والطابق الثاني يحتوى على طاولات الطعام .
المباني الإدارية	1	يتكون من طابقين الطابق الأول يحتوى على قسم لاستقبال الوافدين والطابق الثاني يحتوى على مجموعة من المكاتب الإدارية
المباني الصحية والأمنية	1	يتكون من طابقين الطابق الأول يحتوى على قسم للاستقبال و الانتظار والطابق الثاني يحتوى على طاولات الطعام .
المركز التجاري	1	يتكون من ثلاث كتل كلا منها طابقين ويحتوي المركز على ٨٠ محل تجاري.

البيانات التصميمية :

اسم المبنى	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	نوع البلاطات	نوع الجسور	نوع الأعمدة	نوع الأساس	ملاحظات
الفندق	28	280 &420	مصمتة	ساقطة	دائرية مستطيلة مضلعة	حصيري منفردة مشتركة	
الشقق	25	350	مصمتة	ساقطة	مستطيلة	حصيري	
الفلل	21	280	مصمتة	ساقطة	مستطيلة	منفردة	
المسجد	25	350	معصبة	مخفية ساقطة مقلوبة	دائرية مستطيلة مضلعة	منفردة مشتركة	
المطعم	21	280	مصمتة	ساقطة	دائرية مستطيلة مضلعة	منفردة	
المباني الإدارية	21	280	مصمتة	ساقطة	دائرية مستطيلة مضلعة	منفردة	
المباني الصحية والأمنية	21	280	مصمتة	ساقطة	دائرية مستطيلة مضلعة	منفردة	
المركز التجاري			معصبة	ساقطة	دائرية مستطيلة	منفردة مشتركة	

الفرضيات التصميمية للمنطقة :

المنطقة الزلزالية : 2B
معامل الأهمية : 1
نوع التربة : SD
مقاومة التربة : $200KN/m^3$
النظام الإنشائي : نظام ثنائي

البرامج المستخدمة في التحليل و التصميم :

برنامج ETABS
برنامج SAP2000
برنامج SAFE
برنامج .STTAD PRO
برنامج Auto CAD
برنامج Excel

أمثلة تصميمية

المثال (١) الأول : تصميم البلاطات

بالعودة و النظر إلى مسقط المبنى سنجد البلاطة الأكبر أبعاداً هي (5.25x4.05m) S2 بالكتلة A وبالتالي سيتم تصميم كافة سماكات بلاطات المبنى بنفس سماكة هذه البلاطة .

① نحدد هل هذه البلاطة One way أو Tow way :

$L/S = 5.2/4 = 1.3 < 2$ Tow way

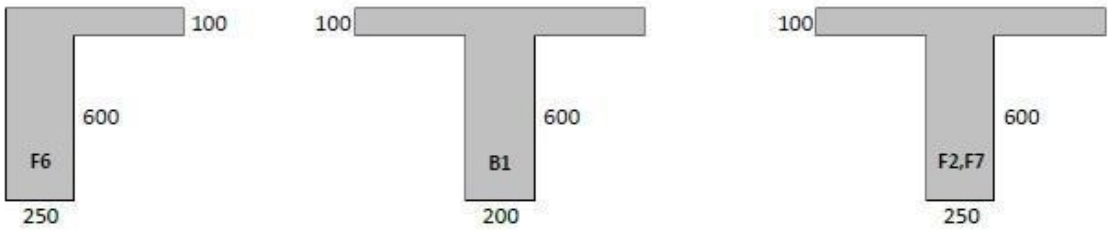
② نحدد ونختار نوعية البلاطة :

$LxS = 5.2x4 = 20.8 < 36m^2$ Solid Slab

③ نحدد سماكة افتراضية للبلاطة كي نستطيع إكمال عملية التصميم :

$t_s = (5200-250+4000-225)x2 /180 = 99.16$ mm Say 100mm

④ حساب عزم القصور الذاتي للجسور :



$$Y_{F2,F7} = \frac{250x600x300+1050x100x650}{250x600+1050x100} = 444.11mm$$

$$Ix_{F2,F7} = \frac{1050x100^3}{12} +1050x100x(444.11-50)^2 + \frac{250x600^3}{12} +250x600x(444.11-300)^2$$

$$= 2.4x10^{10}mm^4$$

$$Y_{B1} = \frac{200x600x300+1000x100x650}{200x600+1000x100} = 459.1mm$$

$$Ix_{B1} = \frac{1000x100^3}{12} +1000x100x(459.1-50)^2 + \frac{200x600^3}{12} +200x600x(459.1-300)^2$$

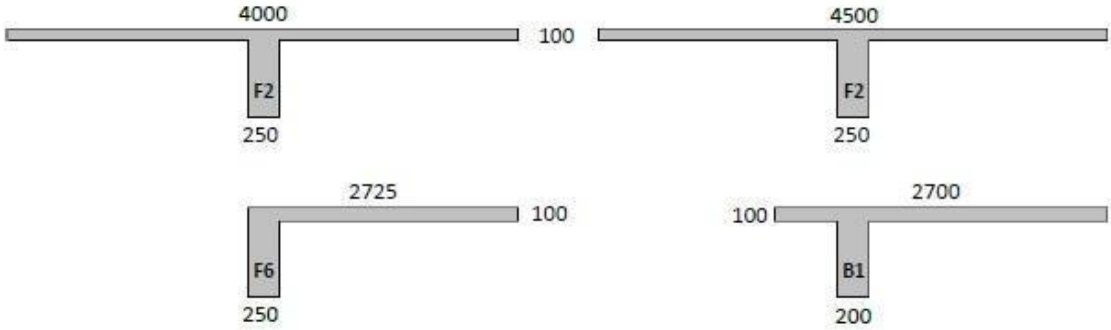
$$= 2.34x10^{10}mm^4$$

$$Y_{B1} = \frac{250x600x300+650x100x650}{250x600+650x100} = 405.8mm$$

$$Ix_{B1} = \frac{650x100^3}{12} +650x100x(405.8-50)^2 + \frac{250x600^3}{12} +250x600x(405.8-300)^2$$

$$= 1.44x10^{10}mm^4$$

⑤ حساب عزم القصور الذاتي للبلاطات :



$Ix_{F2} = (4000x100^3)/12 = 3.33x10^8 mm^4$

$Ix_{F7} = (4500x100^3)/12 = 3.75x10^8 mm^4$

$Ix_{F6} = (2725x100^3)/12 = 2.27x10^8 mm^4$

$Ix_{B1} = (2700x100^3)/12 = 2.25x10^8 mm^4$

⑥ حساب قيمة α_f :

$\alpha_{f\,F2} = I_b/I_s = 2.4x10^{10}/3.33x10^8 = 72.07$

$\alpha_{f\,F2} = I_b/I_s = 2.4x10^{10}/3.75x10^8 = 64$

$\alpha_{f\,F2} = I_b/I_s = 1.44x10^{10}/2.27x10^8 = 63.4$

$\alpha_{f\,F2} = I_b/I_s = 2.34x10^{10}/2.25x10^8 = 104$

⑦ حساب قيمة α_{fm} :

$\alpha_{f\,m} = \Sigma\alpha_f /4 = (72.07+64+63.4+104)/4 = 75.8675>2$

⑧ حساب السماكة الفعلية حسب (ACI 318M-05 (9.5.3.2c)) :

$$t_s = \frac{l_n\,(0.8 + (fy/1400)}{36 + 9\beta} = \frac{4050(0.8+(280/1400))}{36+9(4950/3775)} = 103.55mm$$

سنستخدم بلاطة بسماكة 130mm لتتساوى مع بلاطات الكتلة B .

⑨ حساب الأحمال :

- Own weight = $0.13x25 = 3.25\ KN/m^2$

- C.L = $2\ KN/m^2$

- L.L = $2\ KN/m^2$

$Wu = 1.2(3.25+2) +1.6(2) = 9.5\ KN/m^2$

⑩ توزيع الأحمال في اتجاهين بحسب Method 2 (1963) :

$r = L_S/L_L = 3775/4950 = 0.76$

$Mu = Coffe.\ Wu\ .L_S^2$

$As = Mu/\emptyset fyZ$

$Z = 0.9d$

$As_{min.} = 0.002b\ t_s$

◉ التصميم في الاتجاه القصير :

NO.	S2			S2		
Case	Con.	Mid.	Con.	Con.	Mid.	Con.
Coffe.	0.059	0.044	0.059	0.059	0.044	0.059
Mu	-7.99	+5.96	-7.99	-7.99	+5.96	-7.99
Ru	0.725	0.540	0.725	0.725	0.540	0.725
ρ	0.00293	0.00217	0.00293	0.00293	0.00217	0.00293
As	307.7	227.9	307.7	307.7	227.9	307.7
$As_{min.}$	260	260	260	260	260	260
$As_{selected}$	307.7	260	307.7	307.7	260	307.7
NO. of bar	5Ø10	5Ø10	5Ø10	5Ø10	5Ø10	5Ø10

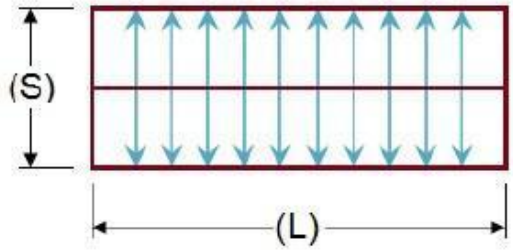
◉ التصميم في الاتجاه الطويل :

NO.	S2			S4		
Case	Dis.	Mid.	Con.	Con.	Mid.	Dis.
Coffe.	0.021	0.031	0.041	0.062	0.047	0.031
Mu	-2.88	+4.25	-5.62	-8.51	+6.45	-4.26
Ru	0.261	0.385	0.510	0.772	0.585	0.386
ρ	0.00105	0.00155	0.00205	0.00313	0.00236	0.00155
As	110.3	162.8	215.3	328.7	247.8	162.8
$As_{min.}$	260	260	260	260	260	260
$As_{selected}$	260	260	260	328.7	260	260
NO. of bar	5Ø10	5Ø10	5Ø10	5Ø10	5Ø10	5Ø10

المثال (2) الثاني : توزيع الأحمال

في حالة البلاطات ذات الاتجاه الواحد One way slab يكون انتقال معظم الأحمال من البلاطة إلى العتبة في الاتجاه القصير و بحمل خطي موزع بانتظام حسب المعادلة :

$$W_{eq} = (W_u.S)/2 \quad (L/S \geq 2)$$



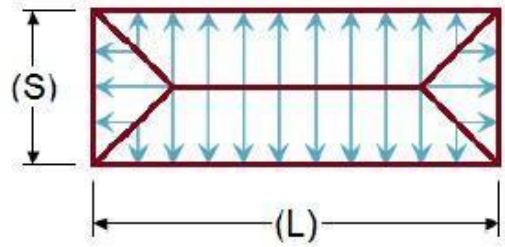
حيث:

W : الحمل المنتظم .

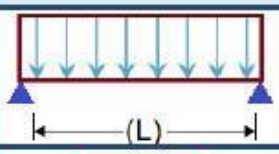
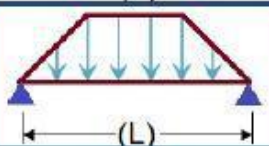
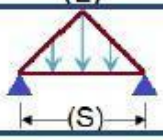
S : البعد القصير للبلاطة .

L : البعد الطويل للبلاطة .

أما في حالة البلاطات ذات الاتجاهين Tow way slab فيتم الانتقال لأحمال البلاطة في الاتجاهين بحيث تنتقل بصورة حمل خطي موزع على شكل شبه منحرف للجسور في الاتجاه الطويل و بصورة حمل خطي موزع على شكل مثلث للجسور في الاتجاه القصير .



ولكي نصمم هذه الجسور يجب حساب قوى القص Shear و العزوم Moment وتحويل أشكال الأحمال المثلثة أو الشبه منحرفة إلى شكل مستطيل مكافئ , وذلك عن طريق ضرب W في المعامل C_a لكي يعطي رد فعل Reaction مساوي لرد الفعل الموجود في الأشكال الأخرى , و ضرب W في المعامل C_e لكي يعطي عزوم مساوية لأكبر عزم موجود في أشكال الأحمال الأخرى .

Shape of Load	C_a	C_e	Equivalent Load From the Slab
	1.0	1.0	Ws (S/2)
	1 - ½ (S/L)	1 - ⅓ $(S/L)^2$	Ca . Ws (S/2) Ce . Ws (S/2)
	½	⅔	Ca . Ws (S/2) Ce . Ws (S/2)

بالاستفادة مما سبق سنقوم بتقسيم وتوزيع الأحمال كالتالي :
① تم افتراض كافة المقاطع بالأبعاد 250x700mm ماعدا الواقعة على المحور B-B والمحور E-E والمحور 5-5 والمحور 5'-'5 ستكون بالأبعاد 200x700mm ووزنهما كالتالي :

A) Beam 250x700mm
=0.25x0.7x25x1.2 =5.25 KN/m'

B) Beam 200x700mm
=0.20x0.7x25x1.2 =4.20 KN/m'

② الوزن الذاتي لجدران البلك وتلبيسة الحجر :

C) Block wall
=1.2x((3.2-0.7)x15x0.2) =9 KN/m'

D) Stone
=1.2x3.2x26x0.1 =10 KN/m'

③ الوزن القادم من البلاطات :

أولاً : الأحمال المكافئة الناتجة من التوزيع المثلثي للأحمال :

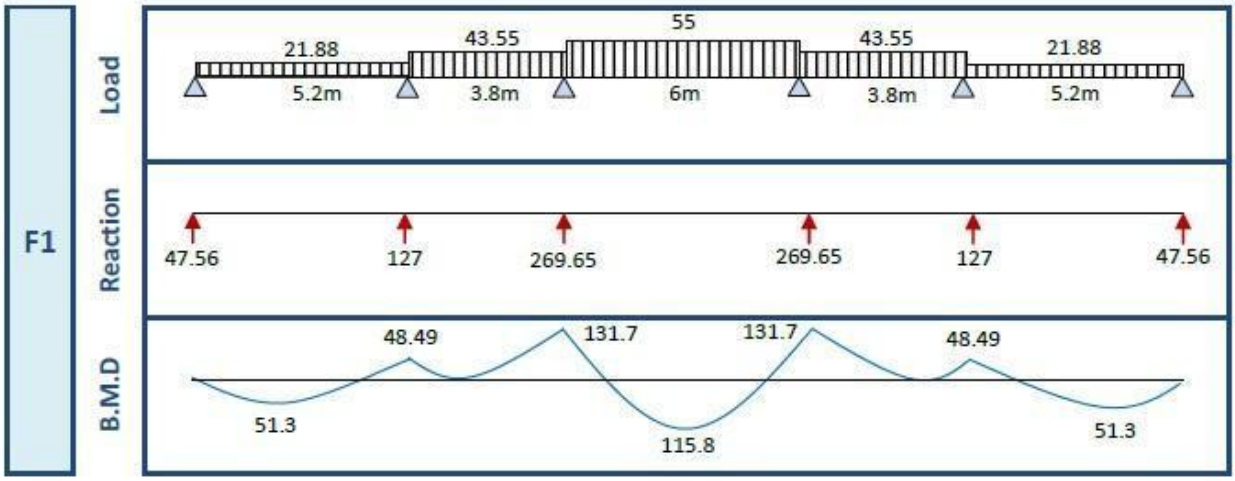
E) From S2 = 12.67KN/m'
F) From S3 = 12.67KN/m'
G) From S4 = 12.04KN/m'
H) From S5 = 12.04KN/m'
I) From S6 = 12.04KN/m'
J) From S7 = 7.92KN/m'
K) From S8 = 4. 75KN/m'
L) From S9 = 9.5KN/m'

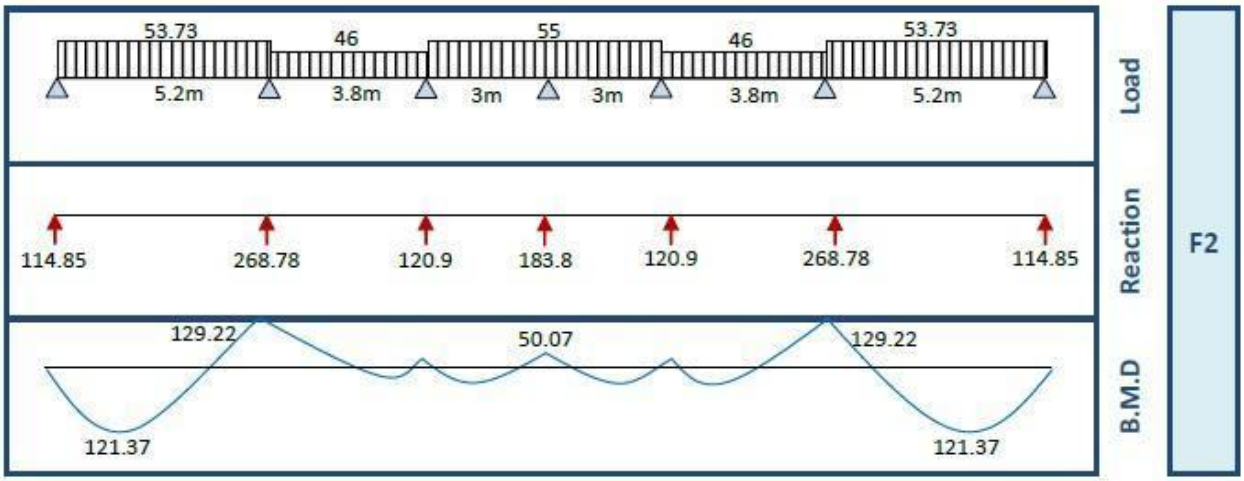
ثانياً : الأحمال المكافئة الناتجة من التوزيع الشبه منحرف للأحمال :

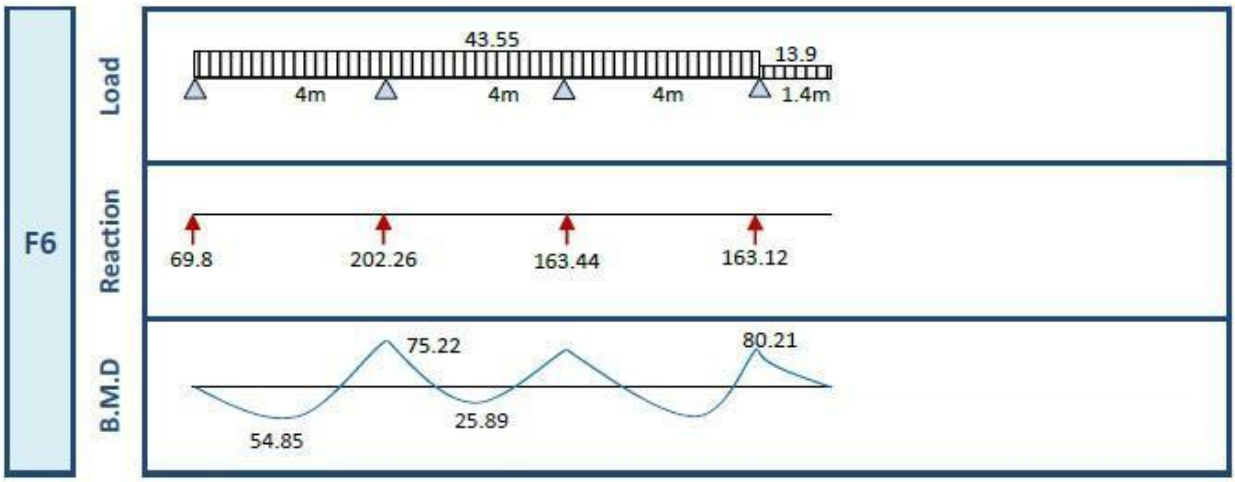
M) From S2 = 15.٢٦KN/m'
N) From S4 = 15.08KN/m'
O) From S5 = 12.62KN/m'
P) From S6 = 12.62KN/m'
Q) From S7 = ٩.١٣KN/m'
R) From S8 = 5.65KN/m'
S) From S9 = 11.58KN/m'

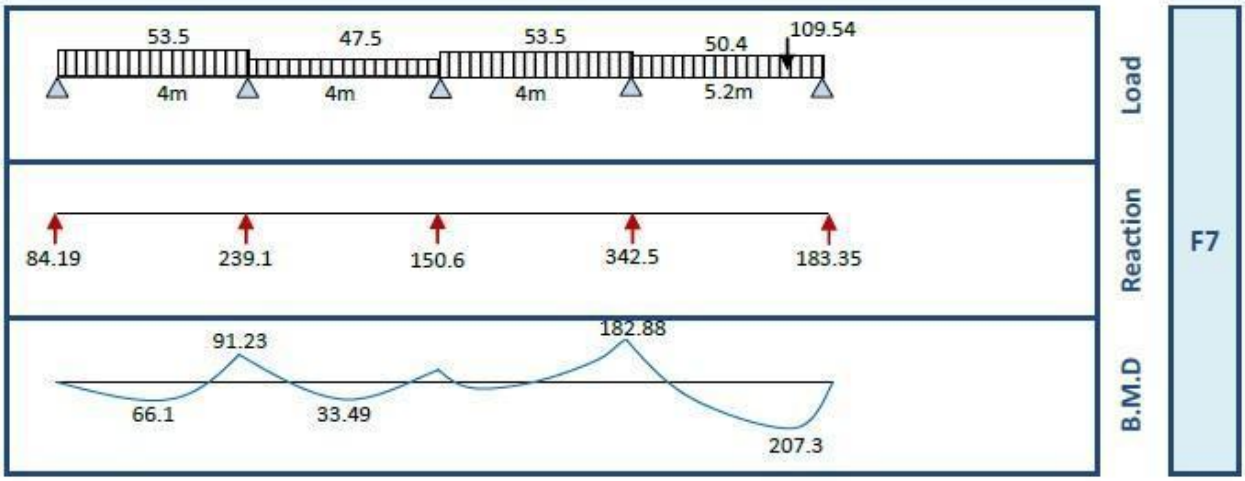
ثالثاً : الأحمال المكافئة الناتجة من التوزيع المستطيل للأحمال :

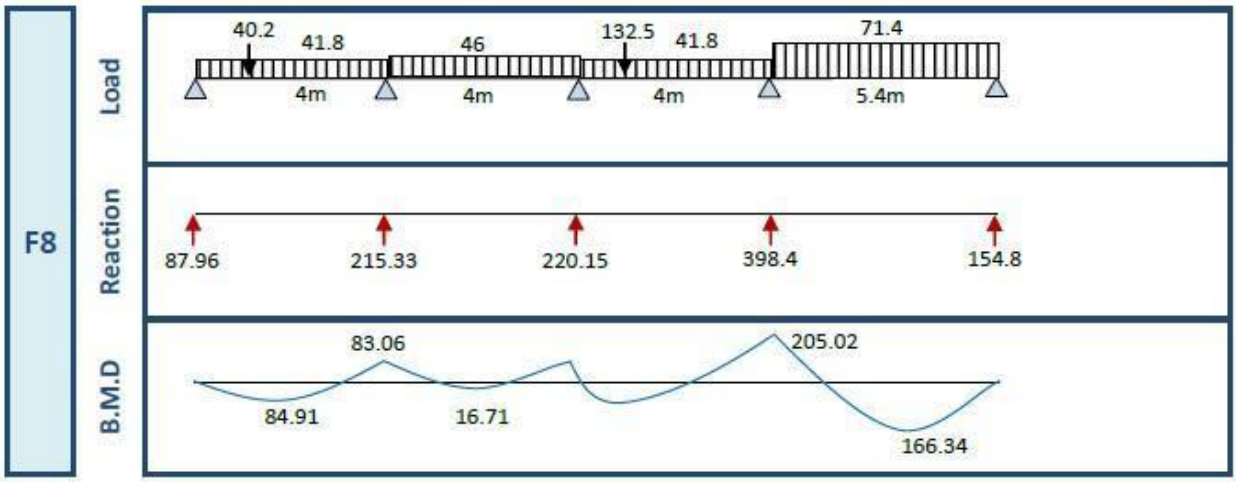
T) From S1 = 6.65KN/m'

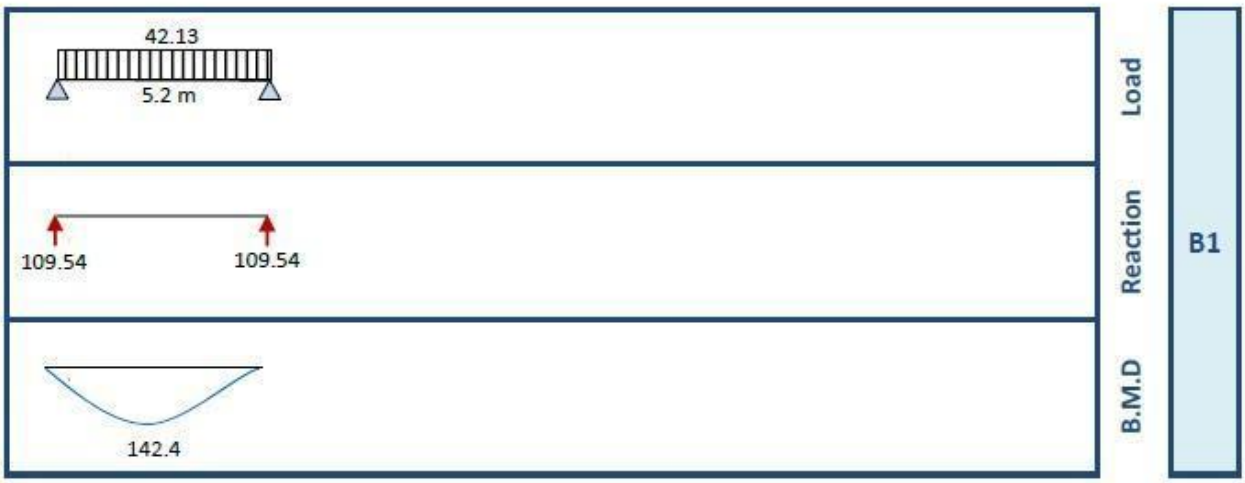

F1
Load
Reaction
B.M.D
21.88
43.55
55
43.55
21.88
5.2m
3.8m
6m
3.8m
5.2m
47.56
127
269.65
269.65
127
47.56
48.49
131.7
131.7
48.49
51.3
115.8
51.3


F2
Load
Reaction
B.M.D
53.73
46
55
46
53.73
5.2m
3.8m
3m
3m
3.8m
5.2m
114.85
268.78
120.9
183.8
120.9
268.78
114.85
129.22
50.07
129.22
121.37
121.37


F6
Load
Reaction
B.M.D
43.55
13.9
4m
4m
4m
1.4m
69.8
202.26
163.44
163.12
75.22
80.21
54.85
25.89


53.5
47.5
53.5
50.4
109.54
4m
4m
4m
5.2m
84.19
239.1
150.6
342.5
183.35
91.23
182.88
66.1
33.49
207.3
Load
Reaction
B.M.D
F7


F8
Load
Reaction
B.M.D
40.2
41.8
46
132.5
41.8
71.4
4m
4m
4m
5.4m
87.96
215.33
220.15
398.4
154.8
83.06
205.02
84.91
16.71
166.34


42.13
5.2 m
109.54
109.54
142.4
Load
Reaction
B.M.D
B1

المثال (3) الثالث : التصميم الاولي للجسور

الهدف من هذا التصميم هو إيجاد أبعاد الجسور فقط ولذا سيتم التصميم لأكبر عزم ، ومما سبق يتبين أن العزم الموجب (M = +207.3KN.m) هو الأكبر :

① إيجاد bf باختيار القيمة الأقل من :

◉ bf = Span/4 = 4000/4 = 1000mm Use this value

◉ bf = $16t+b_w$ = (16x130)+250 = 2330mm

◉ bf =c/c = 3800mm

② إيجاد N.A :

Assume a = bf = 130mm

d = 700-40-8-8 = 644mm

Mu = ØMn

= 0.9x0.85x28x130x1000x(644-130(130/2))/10^6 = 1612.3 KN.m > 207.3 KN.m

Assume $\rho = 0.5\ \rho_b$

= 0.5x0.85x0.85x(28/420)x(600/(600x420)) = 0.01415

Assume $N_C = N_T$

$0.85f_c'ab = A_sf_y$

But As = ρbd

$0.85f_c'ab = \rho bd\ f_y$

$a = (\rho d\ f_y)/(0.85f_c') = (0.01415x420)/(0.85x28) = 0.25d$

③ إيجاد Z :

Z = d - (a/2)

= d - (0.25d/2) = 0.875d

④ إيجاد Mu :

Mu=ØMn

Assume section is tension control Ø=0.9

$Mu = ØN_TZ$

$= Ø\ \rho\ bd\ f_y\ Z$

$207.3x10^6 = 0.9x0.01415bx420x0.875d^2$

$= 4.68bd^2$

المثال (4) الرابع : التصميم الأولي للأعمدة

الهدف من هذا التصميم هو إيجاد أبعاد الأعمدة فقط ولذا سيتم التصميم لأكبر عمود يتحمل قوى مركزة ، ومما سبق يتبين أن العمود C8 الواقع عند تقاطع المحور D-D والمحو 3-3 هو الأكثر حرجاً .

① حساب الحمل على العمود :

$P_{from\ frame2} = 268.78\ KN$

$P_{from\ frame7} = 342.5\ KN$

$P_{from\ own\ weght} = 1.2x0.3x0.65x3.2x25 = 18.72\ KN$

$Pu = 268.78+342.5+18.72 = 630KN$ for 8^{th} floor

$Pu = 630x8 = 5040KN$ for First floor

② حساب أبعاد العمود :

بفرض أن العمود يتحمل حمل مركزي فقط وأن b=300mm لتحقيق أقل عرض للعمود حسب متطلبات الزلازل وفق ACI 318M-05 21.4.1.1

$Pu = \emptyset Pn = \emptyset 0.8(0.85fc'(A_g-A_{st}) + fy\ A_{st})$

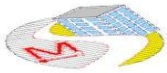
$A_{st} = \rho A_g = 0.04A_g$

$5040x10^3 = 0.65x0.8\ (0.85x28(A_g-0.05A_g) + 420x0.05A_g)$

$= 12.376Ag - 0.6188Ag + 10.92Ag$

$= 22.677Ag$

$Ag = (5040x10^3 / 20.617) = 222250mm^2$



h = 740mm Use h = 750mm

وتحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.4.1.2 زلزالياً فإن :

$B/H \leq 0.4$

$300/750 = 0.4$ Ok

المثال (5) الخامس : إيجاد مركز الكتلة

يعرف مركز الكتلة للطابق بأنه تطبيق محصلة الأوزان الرأسية لهذا الطابق وتكون الأحمال الميتة وتشمل:

- الوزن الذاتي للبلاطات مع وزن أحمال الإنهاء.
- الوزن الذاتي للجسور.
- الوزن الذاتي للأعمدة .
- الوزن الذاتي للجدران الخرسانية.
- الوزن الذاتي للجدران الداخلية .
- الوزن الذاتي للجدران الحجرية .

ويتم حساب إحداثيات مركز الكتلة على المحورين (X,Y) حيث تتلخص الفكرة بإيجاد الوزن للعناصر المكونة للمنشأ و ذراعها وتمثل العزم حول المحور باستخدام العلاقتين التاليتين :

$$X_{C.G} = \frac{\sum(W_i x_i)}{\sum W_i} \quad \text{Abut Y} \qquad (4\text{-}34)$$

$$Y_{C.G} = \frac{\sum(W_i y_i)}{\sum W_i} \quad \text{Abut X} \qquad (4\text{-}35)$$

وقد تم حساب مركز الكتلة لكل العناصر المذكورة سابقاً في الملحق الأول و بعد إنهاء الحسابات تم الوصول لمركز الكتلة لكل طابق وتم تدوينها بالجدول أدناه :

STORY	$\sum W.d_x$	$\sum W.d_y$	$\sum W$	$X_{C.G}$	$Y_{C.G}$
	kn.m	kn.m	kn	m	m
8	63032.219	45696.494	5225.266	12.063	8.745
7	63032.219	45696.494	5225.266	12.063	8.745
6	63289.619	45926.789	5246.716	12.063	8.753
5	63289.619	45926.789	5246.716	12.063	8.753
4	63547.019	46157.084	5268.166	12.062	8.762
3	63547.019	46157.084	5268.166	12.062	8.762
2	64672.715	47651.696	5361.974	12.061	8.887
1	53979.559	40302.980	4470.512	12.075	9.015
Base	16141.498	11805.722	1345.125	12.000	8.777
$\sum$			42657.91		

المثال (6) السادس : إيجاد مركز الجساءة

يعرف مركز جساءة الطابق بأنه مركز الصلابة لعناصر الجملة الإنشائية المقاومة للأحمال الجانبية في هذا الطابق , وتشمل :

- جساءة الأعمدة .
- جساءة الجدران الخرسانية .

ويتم حساب إحداثيات مركز الجساءة على المحورين (X,Y) باستخدام العلاقتين التاليتين:

$$X_{C.R} = \frac{\Sigma((I_{y-y})_i x_i)}{\Sigma(I_{y-y})_i} \quad \text{Abut Y}$$

$$Y_{C.R} = \frac{\Sigma((I_{x-x})_i y_i)}{\Sigma(I_{x-x})_i} \quad \text{Abut X}$$

حيث :

XC.R : بعد مركز الجساءة على المحور(X).

YC.R : بعد مركز الجساءة على المحور(Y).

xi : البعد بين مركز العنصر (i) والمحور (X).

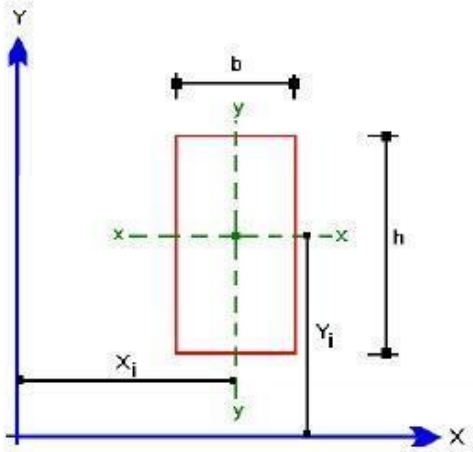
yi : البعد بين مركز العنصر (i) والمحور (Y).

I(x-x)i : عزم القصور الذاتي للعضو الإنشائي (i) حول المحور (X) , أو محور (x-x) لعزم القصور الذاتي للعضو الإنشائي (i) المتعامد مع الذراع (yi) ويحسب كالتالي :

$$I_{x-x} = \frac{bh^3}{12}$$

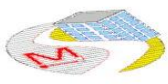
I(y-y) : عزم القصور الذاتي للعضو الإنشائي (i) حول المحور (Y) , أو محور (y-y) لعزم القصور الذاتي للعضو الإنشائي (i) المتعامد مع الذراع (xi) ويحسب كالتالي :

$$I_{y-y} = \frac{hb^3}{12}$$



وقد تم حساب مركز الجساءة لكل العناصر المذكورة سابقاً في الملحق الثاني وبعد إنهاء الحسابات تم الوصول لمركز الجساءة لكل طابق وتم تدوينها بالجدول أدناه :

STORY	ΣI_x	ΣI_y	$\Sigma Ix.d_y$	$\Sigma Iy.d_x$	$X_{C.R}$	$Y_{C.R}$
	m^4	m^4	m^5	m^5	m	m
8	1.172	0.894	9.166	10.727	7.819	12.000
7	1.172	0.894	9.166	10.727	7.819	12.000
6	1.193	0.905	9.411	10.865	7.890	12.000
5	1.193	0.905	9.411	10.865	7.890	12.000
4	1.217	0.919	9.696	11.025	7.970	12.000
3	1.217	0.919	9.696	11.025	7.970	12.000
2	1.244	0.934	10.026	11.208	8.059	12.000
1	1.244	0.934	10.026	11.208	8.059	12.000
Base	1.244	0.934	10.026	11.208	8.059	12.000



المثال (7) السابع : إيجاد المعاملات الزلزالية

يجب علينا إيجاد المعاملين الزلزاليين C_a و C_v بدلالة نوعية التربة و المنطقة الزلزالية كالتالي :

أولاً : تحديد المعامل C_a :

نوعية التربة	عامل المنطقة الزلزالية (Z)				
	Z=0.4	Z=0.3	Z=0.2	Z=0.15	Z=0.075
S_A	0.32 N_V	0.24	0.16	0.12	0.06
S_B	0.40 N_V	0.30	0.20	0.15	0.08
S_C	0.40 N_V	0.33	0.24	0.18	0.09
S_D	0.44 N_V	0.36	0.28	0.22	0.12
S_E	0.36 N_V	0.36	0.34	0.30	0.19
S_F	See (UBC Footnote 1)				

ثانياً : تحديد المعامل C_v :

نوعية التربة	عامل المنطقة الزلزالية (Z)				
	Z=0.4	Z=0.3	Z=0.2	Z=0.15	Z=0.075
S_A	0.32 N_V	0.24	0.16	0.12	0.06
S_B	0.40 N_V	0.30	0.20	0.15	0.08
S_C	0.56 N_V	0.45	0.32	0.25	0.13
S_D	0.64 N_V	0.54	0.40	0.32	0.18
S_E	0.96 N_V	0.84	0.64	0.50	0.26
S_F	See (UBC Footnote 1)				

المثال (8) الثامن : حساب الفترة الأساسية لاهتزاز المنشأ

تحسب قيمة (T) بشكل تقريبي لكافة الأبنية من العلاقة التالية:

$$T = C_t (h_n)^{0.75}$$

حيث :

C_t : 0.0853 للإطارات الخرسانية المعدنية المقاومة للعزوم.

C_t : 0.0731 للإطارات الخرسانية المسلحة المقاومة للعزوم.

C_t : 0.0488 لكافة الأبنية الأخرى.

h_n : الارتفاع الكلي للمبنى فوق منسوب الأساسات بالمتر.

بتطبيق المعادلة أعلاه :

$$T = C_t (h_n)^{0.75} = 0.0731 \times 27.2^{0.75} = 0.8707 sec.$$

المثال (9) التاسع : حساب القص القاعدي التصميمي

يحدد القص القاعدي التصميمي الكلي في اتجاه ما بالعلاقة التالية :

$$V = \frac{C_V I}{R T} .W$$

ويجب أن لا يزيد عن :

$$V_{max} = \frac{2.5 C_a I}{R} .W$$

ويجب أن لا تقل عن :

$$V_{min} = 0.11 C_a I W$$

ويجب في المنطقة الرابعة أن لا تقل عن :

$$V_4 = \frac{0.8 Z N_V I}{R} .W$$

وبتطبيق المعادلات أعلاه :

$$V = \frac{C_V I}{R T} .W = \frac{0.4x1.0}{8.5x0.8707} x42657.91 = 2305.7KN$$

$$V_{max} = \frac{2.5 C_a I}{R} .W = \frac{2.5 x0.28x1.0}{8.5} x42657.91 = 3513KN$$

$$V_{min} = 0.11 C_a I W = 0.11X0.28x1.0x42657.91 = 1313.86KN$$

المثال (10) العاشر : حساب القوة المركزة (F_t)

تطبق القوة المركزة في أعلى المنشأ مضافةً إلى قوة القص الموزعة عن القمة وتحسب كالتالي :

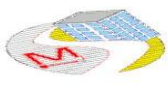
$$F_t = 0.07\ T\ V$$

$$F_{t\,min} = 0.25\ V$$

وبتطبيق المعادلتين أعلاه :

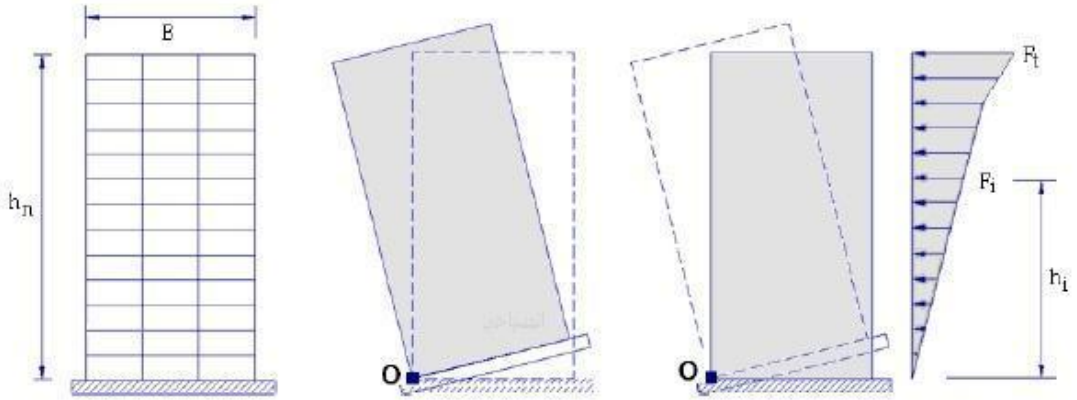
$$F_t = 0.07\ T\ V = 0.07 \times 0.8707 \times 2305.7 = 140.52KN$$

$$F_{t\,max} = 0.25\ V = 0.25 \times 2305.7 = 576.4KN$$



المثال (12) الثاني عشر : التأكد من مقاومة الانقلاب

يجب أن تصمم أي منشأة لمقاومة تأثيرات الانقلاب الناتجة عن القوى الزلزالية عند أي منسوب ، وتحدد عزوم الانقلاب (M_o) اللازم مقاومتها باستعمال القوى الزلزالية (F_X ,F_Y) و المؤثرة على المناسيب الواقعة فوق المنسوب المدروس .



وعند أي منسوب يجب أن توزع التغيرات المتزايدة في عزم الانقلاب التصميمي على مختلف العناصر المقاومة، وأيضاً يجب نقل تأثير عزوم الانقلاب على كل عنصر إلى الأساسات. ويتم حساب القوى المقاومة للانقلاب والتي تتمثل في الوزن الذاتي للمنشأ من العلاقة التالية :

$$M_R = \sum W.(y/2)$$

أما معامل الأمان (F.S) فيؤخذ كنسبة بين العزوم المسببة للانقلاب والعزوم المقاومة للانقلاب :

$$F.S = \frac{M_R}{M_o} \geq 2.5$$

$$M_o = 599.55x27.2 + 405.03x24.0 + 352.47x20.8 + 298.24x17.6 + 245.01x14.4$$

$$+ \ 190.57x11.2 + 138.54x8.0 + 69.31x4.8 + 6.95x1.6 = 45723.55KN.m$$

البعد الأصغر في المبنى هو 17.4m وبالتالي سيتم حساب العزوم المقاومة للانقلاب بواسطته :

$$M_R = \sum W.(y/2) = 42657.91x(17.2/2) = 371123.8KN.m$$

$$F.S = \frac{371123.8}{45723.55} = 8.12 > 2.5 \qquad \underline{\text{Safe}}$$

المثال (13) الثالث عشر : حساب الإزاحة الأفقية

الإزاحة الأفقية هي الانتقالات الجانبية للمنشأ ، ويتوجب حساب الإزاحة الأفقية وفق اشتراطات الكود ، ويجب حساب الانتقالات العظمى الناتجة عن الاستجابة اللامرنة للمنشأ (Δ_M) والناتج عن حركة الأرض .
يتم أولا تحديد الإزاحات المرتبطة بالقوى الزلزالية التصميمي بإجراء التحليل الاستاتيكي المرن لجملة مقاومة القوى الجانبية بتطبيق القوى الزلزالية التصميمية .

$$\Delta_s = V/K$$

$$K = 12EI/L^3$$

$$E = 4700\sqrt{f_c'}$$

بعد حساب الإزاحة المرنة للطابق Δ_s تحسب الإزاحة العظمى Δ_M الناتج عن الحركة اللامرنة كما يلي :

$$\Delta_M = 0.7\ R\ \Delta_s$$

ويلغي العامل 0.7 عند استعمال طريقة الاجهادات المسموحة.

وبتطبيق المعادلات أعلاه :

$E = 4700\sqrt{28} = 24870$

التأكد من الإزاحة الطابقية بالاتجاه X										
story	H	V	$I_{x\ Col.}$	$I_{x\ Sh.}$	$\sum I_x$	L	K_x	Δ_s	Δ_m	δ_x
	m	KN	m^4	m^4	mm^4	mm		mm	mm	mm
8	27.2	599.554	0.105	1.067	1.17E+12	3200	1.1E+04	0.056	0.334	1.260
7	24.0	405.029	0.105	1.067	1.17E+12	3200	1.1E+04	0.038	0.226	0.926
6	20.8	352.466	0.125	1.067	1.19E+12	3200	1.1E+04	0.032	0.193	0.700
5	17.6	298.241	0.125	1.067	1.19E+12	3200	1.1E+04	0.027	0.163	0.507
4	14.4	245.013	0.149	1.067	1.22E+12	3200	1.1E+04	0.022	0.132	0.343
3	11.2	190.566	0.149	1.067	1.22E+12	3200	1.1E+04	0.017	0.102	0.212
2	8.0	138.542	0.177	1.067	1.24E+12	3200	1.1E+04	0.012	0.073	0.110
1	4.8	69.305	0.177	1.067	1.24E+12	3200	1.1E+04	0.006	0.036	0.037
Base	1.6	6.951	0.177	1.067	1.24E+12	1600	9.1E+04	0.000	0.000	0.000

ادخال تأثير (Δ,Fx) في حساب الازاحة الطابقية في الاتجاه X										
story	H	V	L	Δ_m	W	$M_{ss\ x}$	M_{sp}	θ_s	Δ_{mt}	δ_x
	m	KN	mm	mm	KN	KN.mm	KN.mm		mm	mm
8	27.2	599.554	3200	0.334	5.23E+03	1745.9	1.9E+06	0.001	0.334	1.261
7	24.0	405.029	3200	0.226	5.23E+03	1179.4	1.3E+06	0.001	0.226	0.926
6	20.8	352.466	3200	0.193	5.25E+03	1012.9	1.1E+06	0.001	0.193	0.701
5	17.6	298.241	3200	0.163	5.25E+03	857.0	9.5E+05	0.001	0.163	0.507
4	14.4	245.013	3200	0.132	5.27E+03	693.1	7.8E+05	0.001	0.132	0.344
3	11.2	190.566	3200	0.102	5.27E+03	539.1	6.1E+05	0.001	0.102	0.212
2	8.0	138.542	3200	0.073	5.36E+03	390.1	4.4E+05	0.001	0.073	0.110
1	4.8	69.305	3200	0.036	4.47E+03	162.7	2.2E+05	0.001	0.036	0.037
Base	1.6	6.951	1600	0.000	1.35E+03	0.6	1.1E+04	0.000	0.000	0.000

التأكد من الإزاحة الطابقية بالاتجاه Y										
story	H	V	$I_{y\ Col.}$	$I_{y\ Sh.}$	ΣI_y	L	K_y	Δ_s	Δ_m	Δ_y
	m	KN	m^4	m^4	mm^4	mm		mm	mm	mm
8	27.2	599.554	0.074	0.820	8.94E+11	3200	8.1E+03	0.074	0.438	1.659
7	24.0	405.029	0.074	0.820	8.94E+11	3200	8.1E+03	0.050	0.296	1.221
6	20.8	352.466	0.086	0.820	9.05E+11	3200	8.2E+03	0.043	0.254	0.925
5	17.6	298.241	0.086	0.820	9.05E+11	3200	8.2E+03	0.036	0.215	0.671
4	14.4	245.013	0.099	0.820	9.19E+11	3200	8.4E+03	0.029	0.174	0.456
3	11.2	190.566	0.099	0.820	9.19E+11	3200	8.4E+03	0.023	0.136	0.281
2	8.0	138.542	0.114	0.820	9.34E+11	3200	8.5E+03	0.016	0.097	0.146
1	4.8	69.305	0.114	0.820	9.34E+11	3200	8.5E+03	0.008	0.048	0.049
Base	1.6	6.951	0.114	0.820	9.34E+11	1600	6.8E+04	0.000	0.001	0.001

ادخال تأثير (Δ,Fx) في حساب الازاحة الطابقية في الاتجاه X										
story	H	V	L	Δ_m	W	$M_{ss\ y}$	M_{sp}	θ_s	Δ_{mt}	Δ_y
	m	KN	mm	mm	KN	KN.mm	KN.mm		mm	mm
8	27.2	599.554	3200	0.438	5.23E+03	2289.4	1.9E+06	0.001	0.439	1.661
7	24.0	405.029	3200	0.296	5.23E+03	1546.6	1.3E+06	0.001	0.296	1.223
6	20.8	352.466	3200	0.254	5.25E+03	1334.3	1.1E+06	0.001	0.255	0.926
5	17.6	298.241	3200	0.215	5.25E+03	1129.0	9.5E+05	0.001	0.215	0.672
4	14.4	245.013	3200	0.174	5.27E+03	917.8	7.8E+05	0.001	0.174	0.456
3	11.2	190.566	3200	0.136	5.27E+03	713.9	6.1E+05	0.001	0.136	0.282
2	8.0	138.542	3200	0.097	5.36E+03	519.6	4.4E+05	0.001	0.097	0.146
1	4.8	69.305	3200	0.048	4.47E+03	216.7	2.2E+05	0.001	0.049	0.049
Base	1.6	6.951	1600	0.001	1.35E+03	0.8	1.1E+04	0.000	0.001	0.001

المثال (14) الرابع عشر : حساب عزم اللي

يجب اتخاذ الاحتياطات اللازمة لزيادة قوى القص والناتجة عن اللي الأفقي عندما تكون تكون الـ Diaphragms غير مرنة وبالتالي يجب الأخذ بالحسبان تراكيب الأحمال الأكثر خطورةً لكل عنصر عند تصميمه.

يساوي عزم اللي التصميمي عند طابق ما العزم الناتج عن اللامركزية الناشئة بين مركز الكتلة ومركز الجساءة في الدور مضافاً إليها قيمة تمثل اللي الطارئ لا تقل عن 5% من البعد , العلاقات المستخدمة هي :

$$e_{act.} = Y_{C.G} - X_{C.R}$$

$$e_{min.} = 0.05\ L$$

$$e_{des.} = e_{act.} + e_{min}$$

$$M_t = F.e_{des.}$$

بتطبيق المعادلات أعلاه نحصل على الجداول المبينة أدناه :

حساب قيمة عزم اللي X						
No.	Fx	B	ey	ey_{min}	ey_{des}	Mt= Fx.ey
	KN	m	m	m	m	KN.m
8	599.554	17.4	0.926	0.870	1.796	1076.842
7	405.029	17.4	0.926	0.870	1.796	727.462
6	352.466	17.4	0.864	0.870	1.734	611.010
5	298.241	17.4	0.864	0.870	1.734	517.009
4	245.013	17.4	0.792	0.870	1.662	407.126
3	190.566	17.4	0.792	0.870	1.662	316.654
2	138.542	17.4	0.828	0.870	1.698	235.270
1	69.305	17.4	0.957	0.870	1.827	126.587
Base	6.951	17.4	0.718	0.870	1.588	11.037

حساب قيمة عزم اللي Y						
No.	Fy	L	ex	ex_{min}	ex_{des}	Mt= Fy.ex
	KN	m	m	m	m	KN.m
8	599.554	24.0	0.063	1.200	1.263	757.217
7	405.029	24.0	0.063	1.200	1.263	511.539
6	352.466	24.0	0.063	1.200	1.263	445.063
5	298.241	24.0	0.063	1.200	1.263	376.592
4	245.013	24.0	0.062	1.200	1.262	309.318
3	190.566	24.0	0.062	1.200	1.262	240.581
2	138.542	24.0	0.061	1.200	1.261	174.752
1	69.305	24.0	0.075	1.200	1.275	88.335
Base	6.951	24.0	0.000	1.200	1.200	8.341

المثال (15) الخامس عشر : توزيع القوى الطابقية والعزوم الأفقية على الأعمدة والجدران بالدور الواحد

بما أن النظام الإنشائي المستخدم هو النظام المختلط (إطارات وجدران قص) فإن القوى الطابقية يتم توزيعها بين الأعمدة والجدران كلاً حسب جساءته كالتالي :

(١) عندما تكون جساءة الأعمدة أكبر من 25% فإنها تتحمل هذه النسبة و الجدران الخرسانية تتحمل بقية القوى .

(٢) عندما تكون جساءة الأعمدة أقل من 25% فإنه يتم تحميلها بـ 25% و الجدران الخرسانية بـ 75% .

أولاً : توزيع قوى القص :

توزيع قوى القص بالاتجاه X										
Story	$\Sigma I_{x\,c}$	$\Sigma I_{x\,sh}$	ΣI_x	$\Sigma I_{xc}/\Sigma i_x$	$\Sigma I_{xsh}/\Sigma I_x$	% $_{des.c}$	% $_{des.sh}$	F_x	$F_{x\,c}$	$F_{x\,sh}$
	m^4	m^4	m^4	%	%	%	%	KN	KN	KN
8	0.1	1.1	1.2	8.9	91.1	25.0	75.0	599.6	149.9	449.7
7	0.1	1.1	1.2	8.9	91.1	25.0	75.0	405.0	101.3	303.8
6	0.1	1.1	1.2	10.5	89.5	25.0	75.0	352.5	88.1	264.3
5	0.1	1.1	1.2	10.5	89.5	25.0	75.0	298.2	74.6	223.7
4	0.1	1.1	1.2	12.3	87.7	25.0	75.0	245.0	61.3	183.8
3	0.1	1.1	1.2	12.3	87.7	25.0	75.0	190.6	47.6	142.9
2	0.2	1.1	1.2	14.2	85.8	25.0	75.0	138.5	34.6	103.9
1	0.2	1.1	1.2	14.2	85.8	25.0	75.0	69.3	17.3	52.0
Base	0.2	1.1	1.2	14.2	85.8	25.0	75.0	7.0	1.7	5.2

توزيع قوى القص بالاتجاه Y										
Story	$\Sigma I_{y\,c}$	$\Sigma I_{y\,sh}$	ΣI_y	$\Sigma I_{yc}/\Sigma i_y$	$\Sigma I_{ysh}/\Sigma I_y$	% $_{des.c}$	% $_{des.sh}$	F_y	$F_{y\,c}$	$F_{y\,sh}$
	m^4	m^4	m^4	%	%	%	%	KN	KN	KN
8	0.1	0.8	0.9	8.3	91.7	25.0	75.0	599.6	149.9	449.7
7	0.1	0.8	0.9	8.3	91.7	25.0	75.0	405.0	101.3	303.8
6	0.1	0.8	0.9	9.5	90.5	25.0	75.0	352.5	88.1	264.3
5	0.1	0.8	0.9	9.5	90.5	25.0	75.0	298.2	74.6	223.7
4	0.1	0.8	0.9	10.8	89.2	25.0	75.0	245.0	61.3	183.8
3	0.1	0.8	0.9	10.8	89.2	25.0	75.0	190.6	47.6	142.9
2	0.1	0.8	0.9	12.2	87.8	25.0	75.0	138.5	34.6	103.9
1	0.1	0.8	0.9	12.2	87.8	25.0	75.0	69.3	17.3	52.0
Base	0.1	0.8	0.9	12.2	87.8	25.0	75.0	7.0	1.7	5.2

ثانياً : توزيع العزوم الأفقية :

توزيع العزوم الأفقية بالاتجاه X										
Story	$\Sigma I_{x\,c}$	$\Sigma I_{x\,sh}$	ΣI_x	$\Sigma I_{xc}/\Sigma i_x$	$\Sigma I_{xsh}/\Sigma I_x$	% des.c	% des.sh	Mt x	Mt_c	Mt_{sh}
	m^4	m^4	m^4	%	%	%	%	KN.m	KN.m	KN.m
8	0.1	1.1	1.2	8.9	91.1	100.0	100.0	1077	1077	1077
7	0.1	1.1	1.2	8.9	91.1	100.0	100.0	727.5	727.5	727.5
6	0.1	1.1	1.2	10.5	89.5	100.0	100.0	611.0	611.0	611.0
5	0.1	1.1	1.2	10.5	89.5	100.0	100.0	517.0	517.0	517.0
4	0.1	1.1	1.2	12.3	87.7	100.0	100.0	407.1	407.1	407.1
3	0.1	1.1	1.2	12.3	87.7	100.0	100.0	316.7	316.7	316.7
2	0.2	1.1	1.2	14.2	85.8	100.0	100.0	235.3	235.3	235.3
1	0.2	1.1	1.2	14.2	85.8	100.0	100.0	126.6	126.6	126.6
Base	0.2	1.1	1.2	14.2	85.8	100.0	100.0	11.0	11.0	11.0

توزيع العزوم الأفقية بالاتجاه Y										
Story	$\Sigma I_{y\,c}$	$\Sigma I_{y\,sh}$	ΣI_y	$\Sigma I_{yc}/\Sigma i_y$	$\Sigma I_{ysh}/\Sigma I_y$	% des.c	% des.sh	Mt y	Mt_c	Mt_{sh}
	m^4	m^4	m^4	%	%	%	%	KN.m	KN.m	KN.m
8	0.1	0.8	0.9	8.3	91.7	100.0	100.0	757.2	757.2	757.2
7	0.1	0.8	0.9	8.3	91.7	100.0	100.0	511.5	511.5	511.5
6	0.1	0.8	0.9	9.5	90.5	100.0	100.0	445.1	445.1	445.1
5	0.1	0.8	0.9	9.5	90.5	100.0	100.0	376.6	376.6	376.6
4	0.1	0.8	0.9	10.8	89.2	100.0	100.0	309.3	309.3	309.3
3	0.1	0.8	0.9	10.8	89.2	100.0	100.0	240.6	240.6	240.6
2	0.1	0.8	0.9	12.2	87.8	100.0	100.0	174.8	174.8	174.8
1	0.1	0.8	0.9	12.2	87.8	100.0	100.0	88.3	88.3	88.3
Base	0.1	0.8	0.9	12.2	87.8	100.0	100.0	8.3	8.3	8.3

المثال (16) السادس عشر : توزيع القوى والعزوم الأفقية

على كل الأعمدة والجدران

توزيع قيمة (V_x) على مختلف العناصر الموجودة في الجملة الرأسية المقاومة للقوى الجانبية وذلك وفق نسبة جسائتها ، وبما يتفق مع التحليل الإنشائي للمبنى على أن يؤخذ في الحسبان جساءة الـ Diaphragms ، مضافا إليها قوة القص الناتجة عن عزوم الالتواء الأفقية وفقا للعلاقات الآتية :

$$F_{xj}=\frac{K_{xj}}{\Sigma K_{xj}}.V_x+\frac{K_{xj}.Y_j}{\Sigma(K_{yj}X_j^2+K_{xj}Y_j^2)}.M_T$$

$$F_{yj}=\frac{K_{yj}}{\Sigma K_{yj}}.V_y+\frac{K_{yj}.X_j}{\Sigma(K_{yj}X_j^2+K_{xj}Y_j^2)}.M_T$$

وبالتطبيق بالمعادلتين نحصل على النتائج الموضحة في الملحق التالت ..

المثال (17) السابع عشر : تصميم الجسور

تعتبر الجسور من العناصر الإنشائية الأفقية القادرة على تحمل أحمال مستعرضة متعامدة على محورها الطولي نتيجة الأحمال القادمة من البلاطات والجدران وكذا الوزن الذاتي والتي تنشأ عنها عزوم الانحناء فإنه سوف يحدث لها انحناء مصحوبا بقوى ضغط على السطح العلوي وقوى شد على السطح السفلي لها وبما أن الخرسانة ضعيفة في الشد فإنه يوضع حديد للتسليح في منطقة الشد لمقاومة الشد في هذه المنطقة من العتبة , ويتم تصميم الجسور على القوى والعزوم المؤثرة عليها والتي يتم الحصول عليها من التحليل الإنشائي للجسور وهنا سوف نقوم بطرح تصميم للجسر الداخلي B44 بالطابق الأول :

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.1.2 زلزالياً فإن :

Ln = 5.2- 0.25 = 4.95 m

dD = 600-40-10-16/2 = 544 mm

4d =4x544 = 2.176 m

Ln > 4d

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.1.3 زلزالياً فإن :

b/h = 250/600 =0.4167 > 0.3

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.1.4 زلزالياً فإن :

b = 250

① التحقق من أنه سيتم تصميم المقطع كجسر أم عمود :

Pu = 0 KN

0.1Ag.Fc' =0.1x250x600x28/1000 =420 KN

Pu<0.1AgFc ok

design the section is beam

② تصميم المقطع لمقاومة العزوم :

M_{-ve} at Right face =118 KN. m

M_{-ve} at Mid span =5.62 KN. m

M_{-ve} at left face =81.7 KN. m

M_{+ve} at Right face =79.35 KN. m

M_{+ve} at Mid span =37.2 KN. m

M_{+ve} at left face =48.45 KN. m

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.2.2 زلزالياً فإن :

$0.5M_{-ve}$ at right support = 0.5x118 = 59 KN.m

M_{+ve} at right support = 79.35 KN.m >$0.5M_{-ve}$ at right support = 59 KN.m

Use M_{+ve} at right support = 79.35 KN.m

$0.5M_{-ve}$ at left support = 0.5x81.7 = 40.85 KN.m

M_{+ve} at left support = 48.45 KN.m >$0.5M_{-ve}$ at left support = 50.85 KN.m

Use M_{+ve} at left support = 48.45 KN.m

$0.25M_{-ve}$ at right face = 0.25x118 = 29.5 KN.m

M_{-ve} at mid face = 5.62 KN.m <$0.25M_{-ve}$ at right face = 29.5 KN.m

Use $0.25M_{-ve}$ at right face = 29.5 KN.m

$0.25M_{-ve}$ at right face = 0.25x118 = 29.5 KN.m

M_{+ve} at mid face = 37.2 KN.m >$0.25M_{-ve}$ at right face = 29.5 KN.m

Use M_{+ve} at mid face = 37.2 KN.m

M_{-ve} at Right face =118 KN. m

M_{-ve} at Mid span =29.5 KN. m

M_{-ve} at left face =81.7 KN. m

M_{+ve} at Right face =79.35 KN. m

M_{+ve} at Mid span =37.2 KN. m

M_{+ve} at left face =48.45 KN. m

أولا : التصميم للعزم السالب عند الركيزة :

يتم تصميم المقطع عند العزم السالب الأكبر على اعتبار أنه مقطع مستطيل كالتالي:

M_{-ve} at Right face =118 KN. m

use Ø 16 mm

d = 600-40-10-16/2 = 544 mm

$Ru = Mu/bd^2$

$=118x10^6 /250 \times 544^2$

=1.5949 Mpa

$\rho. = 0.85\, fc'/fy\, (1-\sqrt{1-} (2Ru /Ø0.85fc'))$

$= 0.85 \times 28/420 (1-\sqrt{1-} (2 \times 1.5949 /0.9 \times 0.85 \times 28))$

= 0.004389

$\rho_{min} = 1.4/fy$

= 0.00333

$\rho_{max} = 0.75(.85\beta fc'/fy)(600/600+fy)$

$=0.75(0.85x0.85x28/420)(600/600+420)$

=0.0213

$\rho = 0.004389 < \rho_{max} = 0.0213$

single R. f .m .

$\rho_{min} = 0.0033 < \rho. = 0.004389 < \rho_{max} = 0.0213$

Use $\rho = 0.004389$

$As = \rho bd$

$= 0.004389 \times 250 \times 544$

$= 596.9\ mm^2$

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.2.1 زلزالياً فإن :

$As_{min} = 1.4 b_w d/fy$

$= 1.4 \times 250 \times 544/420$

$= 453.3\ mm^2$

$As_{min} = b_w d \sqrt{fc'}/4fy$

$= \sqrt{28} \times 250 \times 544/4 \times 420$

$= 428.36\ mm^2$

$As > As_{min}$

Use $As = 596.9\ mm^2$

$As_{ber} = \pi d^2/4$

$= \pi 16^2/4 = 201.062\ mm^2$

Number of ber $= As/As_{ber}$

$= 596.9/201.061$

$= 2.96 \approx 3$

Use 3Ø16mm

Check :

$S = (b - 2caver - 2 Øs - n Ø)/n-1$

$= 250 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16/3-1$

$= 51mm$

$S_{min} = 25$ mm or Ø or 1.5 dc

$S > S_{min}$

ثانيا : التصميم للعزم الموجب عند الركيزة :

نصمم مقطع الجسر عند العزم الموجب كمقطع (T)

M_{+ve} at Right face =79.35 KN. m

b_f = min. from $16t + b_w = 16 \times 130 + 250 = 2330$ mm

Span/4 = 5200/4 = 1300 mm

C/C = 4000 mm

$b_f = 1300$ mm

$ØMu_{flang} = 0.9 \times 0.85 \times 28 \times 1300 \times 130 \times (544 - 130/2) \times 10^{-6}$

$= 1733.97$ KN.m

$ØMu_{flang} = 1733.97$ KN.m > M_{+ve} at Right face =79.35 KN. m

Design rectangular section

B = 1300 mm

H = 600 mm

$79.35=0.9 \times 0.85 \times 28 \times 1300 \times a\ (544-a/2)\times 10^{-6}$

$0.013923a^2-15.148224a-79.35=0$

a = 5.213 mm

$As = Mu\ 10^6 / \phi fy(d-a/2)$

$=79.35\times10^6 / 0.9\times420\times(544-5.213/2)$

$=387.74\ mm^2$

$\rho = As/Ag$

$=387.74/544\times250$

$=0.00285$

$\rho_{min} = 1.4/fy$

$= 0.00333$

$\rho_{max} = 0.75(.85\beta fc'/fy)(600/600+fy)$

$=0.75(0.85\times0.85\times28/420)(600/600+420)$

$=0.0213$

$\rho = 0.00282 < \rho_{max} = 0.0213$

single R. f .m .

$\rho_{min} = 0.0033 > \rho = 0.00282 < \rho_{max} = 0.0213$

Use $\rho = 0.0033$

$As = \rho.b.d$

$= 0.0033 \times 250 \times 544$

$= 408\ mm^2$

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.2.1 زلزالياً فإن :

$As_{min} = 1.4b_wd/fy$

$=1.4 \times250 \times544/420$

$= 453.3\ mm^2$

$As_{min} = b_wd\sqrt{fc'}/4fy$

$=\sqrt{28} \times250 \times544/4 \times420$

$= 428.36\ mm^2$

$As < As_{min}$

Use $As = 453.3\ mm^2$

$As_{ber} = \pi d^2/4$

$= \pi16^2/4 = 201.062\ mm^2$

Number of ber $= As/As_{ber}$

$= 453.3/201.061$

$= 2.254 \approx 3$

Use 3Ø16mm

Check :

$S = (b-2caver -2 Øs –n Ø)/n-1$

$= 250 -2x 40-2x 10-3x16/3-1$

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.2.1 زلزالياً فإن :

$$As_{min} = b_w d \sqrt{fc'} /4fy$$

$$Or \quad As_{min} = 1.4 b_w d/fy$$

وبما أن العزوم في باقي المقاطع الموجبة أوالسالبة أقل من العزمين السابقين واللذان تم تصميمها فلن التسليح في جميع المقاطع يساوي 3Ø16mm في المنطقتين العلوية والسفلية من المقطع وعلى طول متداد الجسر .

③ تصميم المقطع لمقاومة القص :

مقاومة الخرسانة للقص Vc تهمل حسب ACI 318M-05 21.3.4.2 إذا تحقق الشرطين التاليين :

1) $Pu \leq 0.05Ag.fc'$

$Pu = 0$ KN

$0.05Ag.fc' = 0.05x250x600x28/1000 = 210$ KN

$Pu \leq 0.05Ag.fc'$

2) $VE > 0.5 Ve$

$Mn_1 = 118 /0.9 = 131.11$ KN

$Mn_2 = 79.35 /0.9 = 88.167$ KN

$\Sigma M_{br} = 1.25 (Mn_1+Mn_2)$

$= 1.25 (131.11 +88.167)$

$= 274.1$ KN

$Vu = 34$ KN

$Ve = \Sigma M_{br}/L_n + Vu$

$= 274.1/5.2 + 34$

$= 86.71$ KN

$0.5Ve = 0.5 \times 86.71 = 43.3$ KN

$VE = 21.47$ KN

$VE < 0.5 Ve$

نلاحظ أن الشرطين لم يتحققا لذا يجب أن ندخل مقاومة الخرسانة في الاعتبار مقاومة الخرسانة للقص

$Vc = b_w\ d\ \sqrt{f'c}/6$

$=250x\ 544x\sqrt{28}/6\ x1000$

$= 119.94\ KN$

$Vn = 274.1/0.85 = 322.47\ KN$

$2Vc = 2x\ 119.94 = 239.88\ KN$

$4Vc = 4x\ 119.94 = 479\ KN$

$Vs = Vn - Vc$

$=322.47 - 119.94 = 202.53\ KN$

$Vs < 4Vc$

Assume use Ø 10 mm

$Av = 157\ mm^2$

$S = Av\ .fy\ .d\ /Vs\ 10^3$

$S = 157\ x280\ x544\ /202.53\ x10^3$

$= 118\ mm \approx 110mm$

$S_{max} = 2d = 2x\ 544 = 1088\ mm$

$S = d/2 = 544/\ 2 = 272\ mm \approx 200\ mm$

$S = 8dp = 8\ x\ 16 = 128\ mm$

$S = 48\ ds = 48\ x10 = 480\ mm$

$S = 300\ mm$

Use Ø10@100mm c/c at face support

Use Ø10@200mm c/c at Mid. span

④ تصميم المقطع لمقاومة عزم اللي :

$Tu = 2.927\ KN.m$

$Ac = bh = 250\ x\ 600$

$=150000\ mm^2$

$Pc = 2(b+h) = 2(250+600)$

$= 1700\ mm$

$Tu_{concrete} = Ø\ \sqrt{f'c}\ .Ac^2/12.Pc$

$= 0.85x\sqrt{28}x150000^2\ /12\ x1700\ x10^6$

$= 4.96\ KN.m$

$Tu \leq Ø\ \sqrt{f'c}\ .Ac^2/12.Pc$

لا يحتاج الى حديد تسليح لمقاومة لعزم اللي

⑤ تحقيق متطلبات الخدمة للكتلة (التحكم في الإنحرافات (Deflection)) :

يمكن تعريفه بأنه التشوهات المرنة وغير المرنة مع الزمن التي تحدث للعضو الإنشائي بانزياح نقاطه باتجاه الأحمال المسلطة ويمكن تقسيمه إلى نوعين هما:

- الانحراف اللحظي (instantaneous Deflation).
- الانحراف طويل المدى (الزمني) (long time Deflection).

الانحراف اللحظي (الفوري):

الانحراف الذي يحدث فوراً بعد تطبيق الأحمال يدعى بالانحراف اللحظي (الفوري) و هو الانحراف الناتج أساساً عن الأحمال الميتة بالإضافة إلى بعض أو كل الأحمال الحية.

ويمكن حساب هذا النوع من الترخيم باستخدام الطرق الكلاسيكية المعروفة لحساب الترخيم المرن المنشآت المحددة استاتيكياً وغير المحددة استاتيكيا و كما هو معروف بأن الانحراف المرن يكون دالة من الأحمال والطول وعزم القصور الذاتي للعضو ومعامل المرونة .

يتم التأكد من مقاومة الانحراف للجسر على المحور والذي طوله (L=6m) وهو معرض لاكبر حمولة (D.L) في الجسور وبما أن الجسر مثبت من الطرفين تثبيت جاسئ لذلك فأن الانحراف يحسب كالتالي :

أولا : الانحراف اللحظي instantaneous Deflation :

$W = 42.07\ KN/m$

$E_c = 4700\sqrt{fc'}$

$= 4700\sqrt{f28}$

$= 24870\ MPa$

$Ig = b\,h^3/12$

$= 250 \times 600^3/12$

$= 4.5 \times 10^9\ m^4$

$\Delta_{max} = 2WL^4 / 384\,E_c\,I$

$= 2 \times 42.07 \times 5.2^4 X 10^{12} / 384 \times 24870 X\ 4.5 \times 10^9$

$= 1.432\ mm$

$\delta i = 1.432\ mm$

ثانيا : الانحراف الزمني long time Deflection :

$\xi = 2$ (5years or more)

$As' = 3 \times 201.06 = 603.18\ mm^2$

$\rho' = As' / bd$

$= 603.18 / 250 \times 544$

$= 0.004435$

$\lambda = \xi / 1 + 50\ \rho'$

$= 2 / 1 + 50 \times 0.004435$

$= 1.637$

$K = 1$

$\delta L = \lambda\ K\ \delta i$

$= 1.637 \times 1 \times 1.432$

$= 2.344\ mm$

$\Delta t = \delta i + \delta L$

$= 1.432 + 2.344$

$= 3.776\ mm$

Δ_{max} = L/ 240 (ACI:TABLE9.5(b)-MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)

$= 5200 / 240$

$= 21.67\ mm$

$\Delta t < \Delta_{max}$ safe

نموذج أخر لتصميم الجسر B56 :

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.1.2 زلزالياً فإن :

Ln = 5.2- 0.25 =4.95 m

d.=600-40-10-16/2 =544 mm

4d =4x544 =2.176 m

Ln > 4d

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.1.3 زلزالياً فإن :

b/h = 250/600 =0.4167 > 0.3

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.1.4 زلزالياً فإن :

b = 250

① التحقق من أنه سيتم تصميم المقطع كجسر أم عمود :

Pu = 0 KN

0.1Ag.*fc*' =0.1x250x600x28/1000 =420 KN

Pu<0.1Ag*fc*' ok

design the section is beam

② تصميم المقطع لمقاومة العزوم :

M_{-ve} at Right face =95.6 KN. m

M_{-ve} at Mid span =0.33KN. m

M_{-ve} at left face =60.5KN. m

M_{+ve} at Right face =48.79KN. m

M_{+ve} at Mid span =38.35KN. m

M_{+ve} at left face =44.41KN. m

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.2.2 زلزالياً فإن :

$0.5M_{-ve}$ at right support = 0.5x95.6 = 47.8 KN.m

M_{+ve} at right support = 48.79 KN.m >$0.5M_{-ve}$ at right support = 47.8 KN.m

Use M_{+ve} at right support = 48.79 KN.m

$0.5M_{-ve}$ at left support = 0.5x60.5= 30.25 KN.m

M_{+ve} at left support = 44.41 KN.m >$0.5M_{-ve}$ at left support = 30.25 KN.m

Use M_{+ve} at left support = 44.41 KN.m

$0.25M_{-ve}$ at right face = 0.25x95.6 = 23.9 KN.m

M_{-ve} at mid face = 0.33 KN.m <$0.25M_{-ve}$ at right face = 23.9 KN.m

Use $0.25M_{-ve}$ at right face = 23.9 KN.m

$0.25M_{-ve}$ at right face = 0.25x95.6 = 23.9 KN.m

M_{+ve} at mid face = 38.35KN.m >$0.25M_{-ve}$ at right face = 23.9 KN.m

Use M_{+ve} at mid face = 38.35 KN.m

M_{-ve} at Right face =95.6 KN. m

M_{-ve} at Mid span =23.9KN. m

M_{-ve} at left face =60.5KN. m

M_{+ve} at Right face =48.79KN. m

M_{+ve} at Mid span =38.35KN. m

M_{+ve} at left face =44.41KN. m

لا : التصميم للعزم السالب عند الركيزة :

م تصميم المقطع عند العزم السالب الأكبر على اعتبار أنه مقطع مستطيل كالتالي:

M_{-ve} at Right face =95.6 KN. m

use Ø 16 mm

d.=600-40-10-16/2 =544 mm

$Ru = Mu/bxd^2$

$=95.6x10^6 /250 \times 544^2$

=1.292 Mpa

$\rho. = 0.85\ fc'/fy\ (1-\sqrt{1-}\ (2\ Ru\ /Ø\ 0.85\ fc'))$

$= 0.85 \times 28/420\ (1-\sqrt{1-}\ (2 \times 1.292\ /0.9 \times 0.85 \times 28))$

$= 0.00353$

$\rho_{min} = 1.4/fy$

$= 0.00333$

$\rho_{max} = 0.75(.85\beta fc'/fy)(600/600+fy)$

$=0.75(0.85x0.85x28/420)(600/600+420)$

$=0.0213$

$\rho. = 0.00353 < \rho_{max} = 0.0213$

single R. f .m .

$\rho_{min} = 0.0033 < \rho. = 0.00353 < \rho_{max} = 0.0213$

Use $\rho. = 0.00353$

$As = \rho.b.d$

$= 0.00353 \times 250 \times 544$

$= 479.9mm^2$

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.2.1 زلزالياً فإن :

$As_{min} = 1.4b_w d/fy$

$=1.4 \times 250 \times 544/420$

$= 453.3\ mm^2$

$As_{min} = b_w d \sqrt{fc'}/4fy$

$=\sqrt{28} \times 250 \times 544/4 \times 420$

$= 428.36\ mm^2$

$As > As_{min}$

Use $As = 479.9\ mm^2$

$As_{ber} = \pi d^2/4$

$= \pi 16^2/4 = 201.062\ mm^2$

Number of ber $= As/As_{ber}$

$= 479.9/201.061$

$= 2.367 \approx 3$

Use 3Ø16mm

Check :

$S = (b-2caver -2\ Øs - n\ Ø)/n-1$

$= 250 -2x\ 40-2x\ 10-3x16/3-1$

$= 51mm$

$S_{min} = 25$ mm or Ø or 1.5 dc

$S > S_{min}$

ثانيا : التصميم للعزم الموجب عند الركيزة :

نصمم مقطع الجسر عند العزم الموجب كمقطع (T)

M_{+ve} at Right face = 48.79KN. m

b_f = min. from $16t + b_w = 16x130 +250 =2330$ mm

Span/4 = 5200/4 = 1300 mm

C/C = 2600 mm

$b_f = 1300$ mm

$ØMu_{flang} = 0.9 \times 0.85 \times 28 \times 1300 \times 130 \times (544-130/2) \times 10^{-6}$

$=1733.97$ KN.m

$ØMu_{flang} = 1733.97$ KN.m > M_{+ve} at Right face = 48.79 KN. m

Design rectangular section

B = 1300 mm

H = 600 mm

$48.79=0.9 \times 0.85 \times 28 \times 1300 \times a \times (544-a/2) \times 10^{-6}$

$0.013923a^2-15.148224-48.79=0$

a=3.2114 mm

$As=Mu\ 10^6 /\emptyset fy(d-a/2)$

$=48.79 \times 10^6 /0.9 \times 420 \times (544-3.2114/2)$

$=237.97\ mm^2$

$\rho = As/Ag$

$=237.97 /544 \times 250$

$=0.001749$

$\rho_{min} =1.4/fy$

$= 0.00333$

$\rho_{max} =0.75(.85\beta fc'/fy)(600/600+fy)$

$=0.75(0.85 \times 0.85 \times 28/420)(600/600+420)$

$=0.0213$

$\rho = 0.001749 < \rho_{max} =0.0213$

single R. f .m .

$\rho_{min} =0.0033 > \rho = 0.001749 < \rho_{max} =0.0213$

Use $\rho = 0.0033$

$As = \rho bd$

$= 0.0033 \times 250 \times 544$

$= 408\ mm^2$

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.2.1 زلزالياً فإن :

$As_{min} = 1.4b_w d/fy$

$=1.4 \times 250 \times 544/420$

$= 453.3\ mm^2$

$As_{min} = b_w d \sqrt{fc'} /4fy$

$=\sqrt{28} \times 250 \times 544/4 \times 420$

$= 428.36\ mm^2$

$As < As_{min}$

Use $As = 453.3\ mm^2$

$As_{ber}=\pi d^2/4$

$= \pi 16^2/4 = 201.062\ mm^2$

Number of ber $= As/As_{ber}$

$= 453.3/201.061$

$= 2.254 \approx 3$

Use 3Ø16mm

Check :

S = (b-2caver -2 Øs –n Ø)/n-1

= 250 -2x 40-2x 10-3x16/3-1

تحقيقاً لمتطلبات ACI 318M-05 21.3.2.1 زلزالياً فإن :

$$As_{min} = b_w d \sqrt{fc'} / 4fy$$

$$Or \quad As_{min} = 1.4 b_w d / fy$$

وبما أن العزوم في باقي المقاطع الموجبة أوالسالبة أقل من العزمين السابقين واللذان تم تصميمها فان التسليح في جميع المقاطع يساوي 3Ø16mm في المنطقتين العلوية والسفلية من المقطع وعلى طول متداد الجسر .

③ تصميم المقطع لمقاومة القص :

مقاومة الخرسانة للقص Vc تهمل حسب ACI 318M-05 21.3.4.2 إذا تحقق الشرطين التاليين :

1) Pu ≤ 0.05Ag.*fc'*

Pu = 0 KN

0.05Ag.*fc'* =0.05x250x600x28/1000 =210 KN

Pu ≤ 0.05Ag.*fc'*

2) VE > 0.5 Ve

Mn_1 =95.6 /0.9 =106.22KN

Mn_2 =48.79/0.9 = 54.211KN

$\Sigma M_{br} = 1.25 (Mn_1+Mn_2)$

= 1.25 (106.22 +54.211)

=200.54 KN

Vu = 39.2 KN

$Ve = \Sigma M_{br}/L_n + Vu$

= 200.54 /5.2 + 39.2

= 77.76 KN

0.5Ve =0.5 x 77.76 =38.88 KN

VE = 15.01 KN

VE < 0.5 Ve

نلاحظ أن الشرطين لم يتحققا لذا يجب أن ندخل مقاومة الخرسانة في الاعتبار مقاومة الخرسانة للقص

$Vc = bw\ d\ \sqrt{fc'}/6$

$=250x\ 544x\sqrt{28}/6\ x1000$

$= 119.94\ KN$

$Vn = 200.54 /0.85 = 235.93\ KN$

$2Vc = 2x\ 119.94 = 239.88\ KN$

$4Vc = 4x\ 119.94 = 479\ KN$

$Vs = Vn - Vc$

$= 235.93 - 119.94 = KN$

$Vs < 4Vc$

Assume use Ø 10 mm

$Av = 157\ mm^2$

$S = Av\ .fy\ .d\ /Vs\ 10^3$

$S = 157\ x280\ x544\ /115\ x10^3$

$= 207\ mm \approx 200\ mm$

$S_{max} = 2d = 2x\ 544 = 1088\ mm$

$S = d/2 = 544/2 = 272\ mm \approx 200\ mm$

$S = 8dp = 8\ x\ 16 = 128\ mm \approx 100\ mm$

$S = 48\ ds = 48\ x10 = 480\ mm$

$S = 300\ mm$

Use Ø 10 @ 100 mm c/c face support

Use Ø 10 @ 200 mm c/c Mid span

④ تصميم المقطع لمقاومة عزم اللي :

$Tu = 6.78\ KN.m$

$Ac = bh = 250\ x\ 600$

$= 150000\ mm^2$

$Pc = 2(b+h) = 2(250+600)$

$= 1700\ mm$

$Tu_{concrete} = Ø\ \sqrt{fc'}\ .Ac^2/12.Pc$

$= 0.85x\sqrt{28}x150000^2/12\ x1700\ x10^6$

$= 4.96\ KN.m$

$Tu > Ø\ \sqrt{fc'}\ .Ac^2/12.Pc$

يحتاج الى حديد تسليح لمقاومة عزم اللي

Check Whether The Concrete Section is Adequate:

Assume concrete cover = 40 mm

use Ø 10 mm

$X_o = b - 2(\text{cover} + Ø_s/2)$

$= 250 - 2(40 + 10/2)$

$= 162 \text{ mm}$

$Y_o = h - 2(\text{cover} + Ø_s/2)$

$= 600 - 2(40 + 10/2)$

$= 510 \text{ mm}$

$A_o = X_o \cdot Y_o$

$= 162 \times 510$

$= 82620 \text{ mm}^2$

$P_h = 2 (X_o + Y_o)$

$= 2 (162 \times 510)$

$= 1348 \text{ mm}$

$Vu = 77.76 \text{ KN}$

$Vc = bw\ d\ \sqrt{fc'}/6$

$=250 \times 544 \times \sqrt{28}/6 \times 1000$

$= 119.94 \text{ KN}$

$d. = 600-40-10-16/2 = 544 \text{ mm}$

$\sqrt{(Vu/ bw\ d)^2 + (Tu.\ P_h/1.7.\ A_o^2)^2} \le Ø((Vc/ bw\ d)+2\sqrt{fc'}/3)$

$\sqrt{(200540 / 250 \times 544)^2 + (6780000 \times 1348 / 1.7 \times 82620^2)^2} \le 0.85 \times ((119940 / 250 \times 544)+2\sqrt{28}/3)$

$1.672 < 3.74$

إذا المقطع الخرساني يكفي لمقاومة اللي و بالتالي نكتفي بالكانات المستخدمة لمقاومة القص المباشر

Determine the torsion closed stirups:

$A_o = 0.85\ A_{0h}$

$= 0.85 \times 82620$

$= 70227 \text{ mm}^2$

$\theta = 45$

$\cot \theta = 1$

$At/s = Tu / 2\ A_o\ fy \cot Ø$

$= 6780000 / 2 \times 70227 \times 280 \times 1$

$= 0.1724 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Determine the total closed stirups:

a) for one leg of stirrups :

$Av/s = Vs/fy\ d$

$= 115000/280 \times 544$

$= 0.755$

$Av/2S = 0.755/2$

$= 0.3775$

$Avt/S = At/s + Av/2s$

$= 0.1724 + 0.3775 = 0.55$

b) check for Avt/s :

$Avt/S\ min = 0.55\ xbw/fy$

$= 0.55 \times 250 / 280$

$= 0.49$

$Avt/S\ min < Avt/S$

$As_{\phi 10} = \pi d^2/4$

$= \pi 10^2/4$

$= 78.5\ mm^2$

$S = As_{\phi 10} / Avt$

$= 78.5 / 0.55$

$= 142\ mm \approx 100\ mm$

$S_{max} = P_h / 8$

$= 1348 / 8$

$= 168\ mm \approx 160\ mm$

Use Ø 10 @ 100 mm c/c face support

Find the distribution of longitudinal bar :

$AL = Ph\ (At/S)\ (280/FY)\ Cot^2\ \theta$

$= 1348\ (0.1724)\ (280/280) \times 1$

$= 232.4\ mm^2$

$AL_{min} = 5\ Acv\sqrt{fc'}/12\ fy - Ph\ (At/S)\ (280/FY)$

$= 5\ 150000\sqrt{28}/12\ 420 - 1348\ (0.1724)\ (280/280)$

$= 555.05\ mm^2$

Use $As = 555.05\ mm^2$

$As_{\phi 12} = \pi d^2/4$

$= \pi 12^2/4$

$= 113.1 mm^2$

Number of ber $= As/As_{ber}$

$= 555.05/113.1$

$= 4.911 \approx 6$

Use 6Ø12 mm

As = 555.05 /3

= 555.05 /3

$=185\ mm^2$

Use As $_{top}$ and As $_{Bot.}$ $= 453.3 + 185 = 638\ mm^2$

$As_{ber} = \pi d^2/4$

$= \pi 16^2/4 = 201.062\ mm^2$

Number of ber $= As/As_{ber}$

$= 638/201.061$

$= 3.17 \approx 4$

Use 4 Ø 16 mm Top. Sec.

Use 2 Ø 12 mm mid. Sec.

Use 4 Ø 16 mm Bot. Sec.

وهكذا تم تصميم بقية الجسور الموضحة في الملحق الرابع

المثال (18) الثامن عشر : تصميم الأعمدة

إن الغرض الأساسي من الأعمدة هو نقل الأحمال من المنشأ إلى القواعد أي كان نوع هذه القوى (قوى رأسية ـ قوى قاصة ـ عزوم) ويستخدم بشكل رئيسي لتحمل القوى الضاغطة الرئيسية ولكن في الواقع لا يوجد عمود يكون معرض لقوى ضاغطة فقط ومركزة في مركز العمود وهذا ناتج عن :

- إن تطبيق وترتيب الأعمدة لا يكون منتظم 100% ولهذا ينتج عنه إزاحة صغيرة ينتج عنها عزوم .
- الفراغات الموجودة في المقطع يمكن تنتج عندما تغير في موقع مركز المقطع .
- عدم توزيع التسليح الطولي بشكل متناظر يغير في موقع مركز المقطع .

وكمثال للتصميم سيتم تصميم العمود C22 كالتالي :

① اختيار أبعاد المقطع :

تم إختيار ابعاد مقاطع الأعمدة الأولية من التحليل الاولي للاحمال الميتة والحية وقد كانت إبعاد العمود كالتالي :

② تحديد نوعية تقييد الإطار :

حسب متطلبات ACI 318M-05 10.11.4.2 يكون الإطار من النوع braced عند تحقيق العلاقة التالية :

Pu = 4398 KN

Δs = 0.0358 mm

Vu= 68.04 KN

L= 3200 mm

$$Q = (Pu \times \Delta s) / (Vu \times L)$$

$$= (4398 \times 0.0358) / (68.04 \times 3200)$$

$$= 0.00072$$

$$Q = (Pu \times \Delta s) / (Vu \times L) < 0.05$$ braced

حيث:

Pu: . الحمل الرأسي المصعد على الدور بالكامل

Δ: الإزاحة الناتجة عن قوة القص .

Vu: قوة القص المصعدة المعرض لها الدور.

Lc: طول العمود من المركز إلى المركز .

أما إذا لم تتحقق العلاقة السابقة فإن الإطار يصبح من النوع الغير مقيد.

③ التأكد من النحافة للعمود :

أولا : تحليل المقطع في إتجاه X :

يتم تحديد النحافة للعمود من العلاقة التالية ثم يتم تحديد نوع العمود قصير أو طويل كالتالي:

$$K(Lu/r) \leq 34 - 12\,(M1/M2) \leq 40$$

$$Ec = Eb = 4700\sqrt{FC'}$$

$$= 4700 \times \sqrt{28}$$

$$= 24870\ N/mm^2$$

$$Ic = 0.7\ Ig$$

$$= 0.7 \times (300 \times 750^3/12)$$

$$= 7.383 \times 10^9\ mm^4$$

$$Ib = 0.35\ Ig$$

$$= 0.35 \times (250 \times 600^3/12)$$

$$= 1.575 \times 10^9\ mm^4$$

$Lb(_{\text{lef and Ret)(Tob and Bot)}} = 5200$ mm

$Lc_{Top} = 3200$ mm

$Lc_{Bot} = 1600$ mm

$\Psi = (\Sigma(Ec\ Ic/Lc)) / (\Sigma(Eb\ Ib/Lb))$

$\Psi_{Top} = (2 \times (24870 \times 7.383 \times 10^{9} /3200)) / (2 \times (24870\ 1.575 \times 10^{9}/5200))$

$= 1.1476 \times 10^{11} / 1.50655 \times 10^{10}$

$= 7.62$

$\Psi_{Bot} = ((24870 \times 7.383 \times 10^{9}/3200)+(24870 \times 7.383 \times 10^{9} /1600))/(2\times(24870\times 1.575\times 10^{9}/5200))$

$= 1.7214 \times 10^{11} / 1.50655 \times 10^{10}$

$= 11.4265$

$K_1 = 0.7 + 0.05 (\Psi_{Top} + \Psi_{Bot}) \leq 1$

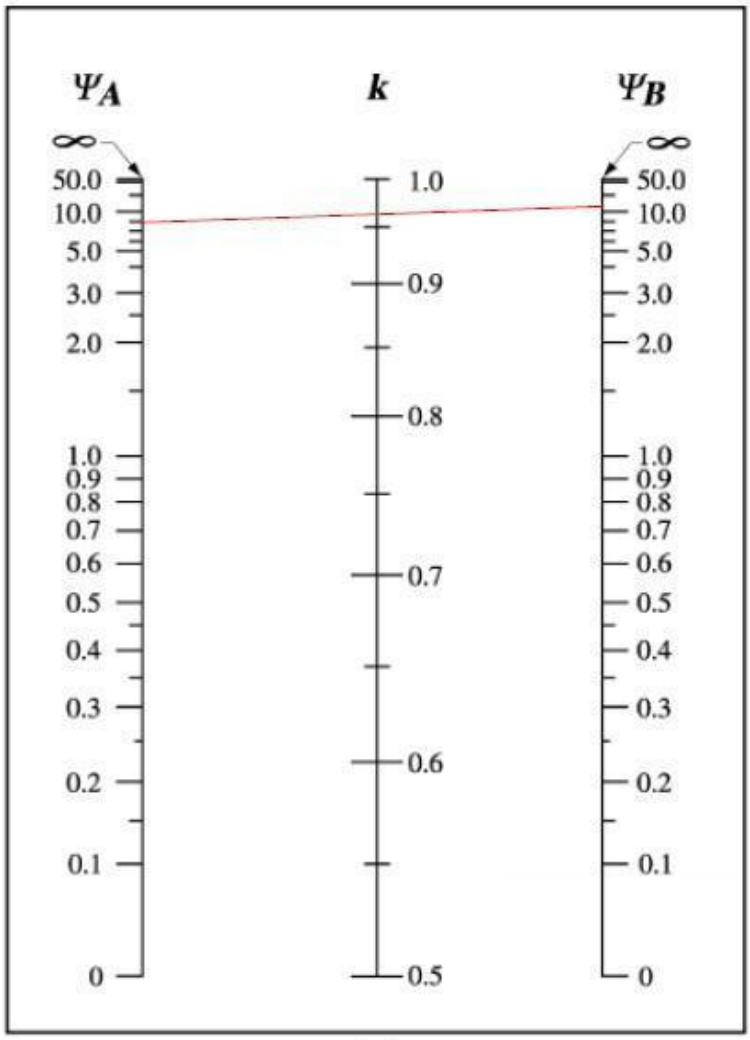
$= 0.7 + 0.05 (7.62 + 11.4265)$

$= 1.652$

$K_2 = 0.85 + 0.05 (\Psi_{min}) \leq 1$

$= 0.85 + 0.05 (7.62)$

$= 1.231$



(a)
Nonsway Frames

Use K = 0.96

L_u = 3200-600

= 2600 mm

r = 0.3h

= 0.3 x 750

= 225

K (L_u/r)= 0.96x (2600/225)

= 11.1

M_1 = -144.1 KN.m

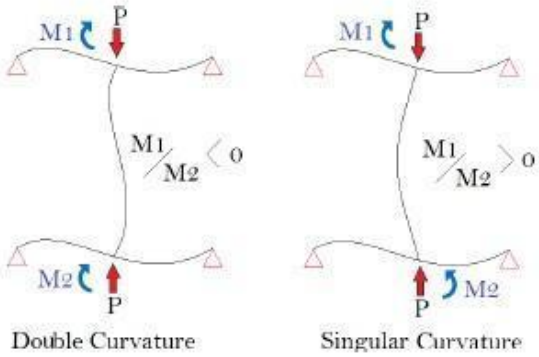
M_2 = 54.7KN .m

34 -12 (M1/M2)

34-12(54.7/144.1) = 29.45

K (L_u/r)= 11 ≤ 34 - 12(54.7/144.1) = 29.54 ≤ 40

Short coloumn



Double Curvature Singular Curvature

ثانيا : تحليل المقطع في إتجاه y :

يتم تحديد النحافة للعمود من العلاقة التالية ثم يتم تحديد نوع العمود قصير أو طويل كالتالي :

K(Lu/r) ≤ 34 – 12 (M1/M2) ≤ 40 (Braced Member)

Ec = Eb = 4700√FC'

=4700 X √28

=24870 N/mm^2

Ic =0.7 Ig

=0.7 X (750 $X300^3$/12)

= 1.18125 X 10^9 mm^4

Ib =0.35 Ig

=0.35 X (250 $X600^3$/12)

= 1.575 X 10^9 mm^4

Lb(lef and Ret)(Tob and Bot) = 5200 mm

Lc_{Top} = 3200 mm

Lc_{Bot} = 1600 mm

Ψ = (Σ(Ec Ic/Lc)) / (Σ(Eb Ib/Lb))

Ψ_{Top} = (2 x (24870 x 1.18125 X 10^9 /3200)) / (2 x (24870 1.575 X 10^9/5200))

=1.8361 x 10^{10} / 1.50655 x 10^{10}

= 1.21875

Ψ_{Bot} = ((24870 x 1.181 X 10^9/3200)+(24870 x 1.181 X 10^9 /1600))/(2x(24870x 1.575X 10^9/5200))

=2.75357 x 10^{10} / 1.50655 x 10^{10}

= 1.8277

K_1 = 0.7 +0.05 (Ψ_{Top}+ Ψ_{Bot}) ≤ 1

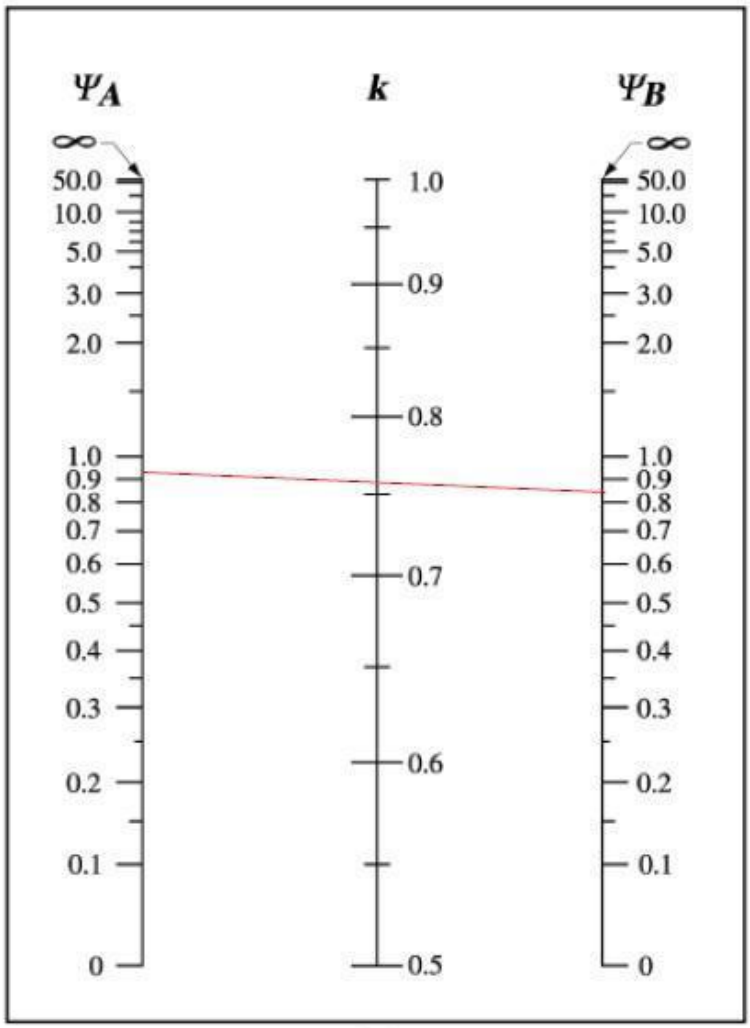
= 0.7 + 0.05 (1.21875 + 1.8277)

= 0.8523

K_2 = 0.85 + 0.05 (Ψ_{min}) ≤ 1

= 0. 85 + 0.05 (1.21875)

= 0.911



(a)
Nonsway Frames

Use K = 0.76
L_u = 3200 -600
= 2600 mm
r = 0.3 b
= 0.3 x 300
= 90
K (L_u/r)= 0.76x (2600/90)
= 21.95
M1 = -66 .54 KN.m
M2 = 41.9 KN .m
34 -12 (M1/M2)
34-12(41.9 /66.54) = 26.45
K (LU/r)= 21.95 ≤ 34-12(54.7/144.1) = 26. 45 ≤ 40
Short coloumn

حيث:
K : معامل الطول الفعال .
L_u : الطول الصافي ويساوي
حيث أن :
M1 : أقل عزم مخفض يتعرض له العمود في أحد الأطراف .
M2 : أكبرعزم مخفض يتعرض له العمود في أحد الأطراف ، تؤخذ القيمة M1/M2 موجبة إذا كان العمود معرض لإنحاء أحادي (Single curvature) وتكون سالبة إذا كان معرض لانحناء مزدوج (Double curvature).
Lu : هو الطول غير المدعوم حيث يأخذ المسافة الصافية بين الكمرة والبلاطة وفي حالة وجود تاج أسفل العمود (Column capital) تؤخذ المسافة من أسفل التاج.

④ تصميم مقطع العمود :
(A) تحديد القوى المؤثره على العمود :
سيتم تصميم العمود لجميع حالات التحميل حيث يتم إختيار حالة التحميل التي تعطي أكبرتسليح كما هو موضح في الملحق الخامس وبالتالي تكون القوى المؤثر على العمود هي:

biaxial bending and compression
Mux =144.1 KN. M
Muy =66.54 KN. m
Pu = 2772 KN

(B) إيجاد معامل التخفيض Ø :
إن معامل التخفيض للمقاومة Ø بالنسبة للأعمدة من النوع Tied column هو 0.7 ويجب التأكد من أن قيمة Øلن تتغير أو تزداد عن طريق مقارنة قيمة Pu مع (0.1 Ag fc ') حيث يجب أن تكون Pu هي الاكبر واذا قلت عن ذلك فان العمود يصمم كجسر لان المتحكم في تصميم العمود سيكون العزم أي يتصرف كجسر مزدوج حديد التسليح وبالتالي تتزايد قيمة Ø بعلاقة خطية من (0.7) الى (0.9) وفق العلاقة التالية :

$\emptyset = 0.9 - (2\ Pu / fc'\ Ag) \geq 0.7$ for tide
$= 0.9 - (2x2772/28\ x300x750)$
$= 0.02$
Use $\emptyset = 0.7$

(C) التحقق من أنه سيتم تصميم المقطع كجسر أو عمود :

Pu =2772 KN
0.1Ag.fc' =0.1x300x750x28/1000 =630 KN
Pu>0.1AgFc
section is column

(D) التأكد من قيمة الإزاحة e_{min} :

$e = Mu/Pu = 144.1/2772 = 51.98$ mm
$e_{min} = 0.1\ h = 0.1 \times 750 = 75$ mm
$e_{min} > e$
Use e = 75 mm
$\rho = Pu - \emptyset \times 0.8\ (0.85 \times fc' \times Ag) / ((\emptyset \times 0.8\ (fy - 0.85 fc')\ Ag)$
$= 2772 \times 10^3 - 0.65 \times 0.8\ (0.85 \times 28 \times 300 \times 750) / ((0.65 \times 0.8\ (420 - 0.85 \times 28) \times 300 \times 750)$
$= 0.0066$
$\rho_{min} = 0.01$
$\rho_{max} = 0.06$
Use $\rho = 0.01$

$As = \rho.b.d$

$= 0.01x\ 300\ x\ 750$

$= 2250mm^2$

$As_{ber} = \pi d^2/4$

$= \pi 18^2/4$

$= 201.06mm^2$

Number of ber $= As/As_{ber}$

$= 2250\ /201.06$

$= 11.19 \approx 12$

Use 12Ø16mm

Check :

$S = (b-2caver -2\ Øs -n\ Ø)/n-1$

$= 300 -2x\ 40-2x\ 10-3x16/3-1$

$= 76mm$

S_{min} =40 mm or Ø or 1.5 dc

S_{min} = 40 mm

S_{max} = 150 mm

$S_{max} > S > S_{min}$

$S = (b-2caver -2\ Øs -n\ Ø)/n-1$

$= 750 -2x\ 40-2x\ 10-3x16/3-1$

$= 142.5$ mm

S_{min} =40 mm or Ø or 1.5 dc

S_{min} = 40 mm

S_{max} = 150 mm

$S_{max} > S > S_{min}$

(E) التأكد من قدرة المقطع على تحمل العزوم في الإتجاهين في وقت واحد :

يتم التحقق من مقاومة العمود للعزوم في إتجاهين واللذان يعطيان أكبر تسليح الموافقة لنفس حالة التحميل ، والقوى المؤثره على العمود في هذه الحالة هي:

Mu_x =144.1 KN. m

Mu_y =66.54 KN. m

Pu = 2772 KN

ex= Mux/Pu =144.1/2772 = 51.98 mm

(F) تحليل المقطع في إتجاهx :

نعتبر العمود واقع في الوضع المتزن

ex =eb

نقوم بحساب مركز حديد التسليح في الشد والضغط

$d' = cav. +Øs +Ø/2)$

$= 40 + 10+16/2$

$= 58$

$d = h - d'$
$= 750-58$
$=692\ mm$
$ex = 51.98\ mm$
$Cb = (600/600+fy)d$
$=(600/600+420) \times 692$
$=407.06\ mm$
$ab = \beta\ Cb$
$=0.85 \times 407.06$
$= 346\ mm$
$e' = e+d-h/2$
$=51.98 +692- 750/2$
$= 368.98\ mm$

بعمل اتزان للقوى في حالة الاتزان يخضع حديد الشد و الضغط معا

$Cc = 0.85\ fc'\ a_b\ b$
$= 0.85 \times 28 \times 346 \times 300$
$= 2470.44\ KN$
$As' = As = \pi 16^2/4 \cdot n$
$=201.06 \times 3$
$= 603.18\ mm^2$
$Cs = As' (fy-0.85fc')$
$= 603.18 (420 - 0.85 \times 28)$
$= 238.98\ KN$
$T = As\ fy$
$= 603.18 \times 420$
$= 253.34\ KN$
$Pb = Cc + Cs - T$
$=2470.44+ 238.98- 253.34$
$= 2456.1\ KN$
$Pb \cdot e_b' = Cc\ (d-a/2)+Cs(d-d')$
$e_b' = (Cc\ (d-a/2)+Cs(d-d'))/ Pb$
$= (2470.44\ (692-346/2)+ 238.98\ (692-58))/ 2456.1$
$= 583.72\ mm$
$eb = e'-d+ h/2$
$=583.72 -692+ 750/2$
$= 266.72\ mm$
$ex = 51.98\ mm < eb = 266.72\ mm$

نوع الفشل فشل ضغط لان الازاحة الناتجة من العزم المطبق اقل من الازاحة للمقطع المتوازن .
الحديد في منطقة الضغط وصل للخضوع بينما الحديد في منطقة الشد احتمال انه لم يصل للخضوع والمطلوب التشييك عليه ولكن كخطوه اولي باعتبار ان الحديد في منطقة الشد وصل للخضوع ونوجد بعد محور التعادل تحت تاثير العزم والقوه المطبقة على المقطع ومن ثم حساب اجهاد الحديد الفعلي لمنطقة الشد ولتوضيح ذلك نتبع الخطوات التالية :

$A = 0.85\ f'_c\ b\ /2$

$= 0.85 \times 28 \times 300\ /2$

$=3570$

$e' = e+d-h/2$

$= 51.98 +692- 750/2$

$= 368.98\ mm$

$B = 0.85\ f'_c\ b\ (e' - d\ )$

$=0.85 \times 28 \times 300 \times (368.98 - 692\ )$

$= -2306362.8$

$C = A_s'\ (f_s - 0.85 f'_c\ )\ (e' - d + d'\ ) + 600\ A_s\ e'$

$= 603.18\ \ (420 - 0.85 \times 28\ )\ (368.98 - 692 + 58\ ) + 600 \times 603.18 \times 368.98$

$= 70202356.5$

$D = -600\ A_s\ e'\ \beta\ d$

$= -600 \times 603.18 \times 368.98 \times 0.85 \times 692$

$= -7.855 \times 10^{10}$

بالتعويض في المعادلة

$Aa^3 + Ba^2 + Ca + D = 0$

$3570\ a^3 - 2306362.8a^2 + 70202356.5\ a - 7.855 \times 10^{10} = 0$

$a = 666.1\ mm$

$C = a/0.85$

$= 666.1/0.85$

$= 783.53\ mm$

Check :

$f_s = ((d-c)/c) \times 600$

$= ((698 - 783.53)/\ 783.53) \times 600$

$= -65.5\ MPa\ \ <\ \ 420$

Use $f_s = 0\ MPa$

Check f_s'

$f_s' = ((c-d')/c) \times 600$

$= ((783.53-58)/\ 783.53) \times 600$

$= 551.3\ MPa\ \ > 420$

Use $f_s' = 420\ MPa$

$C_c = 0.85\ f'_c\ a_b\ b$

$= 0.85 \times 28 \times 530.956 \times 300$

$= 3791.02\ KN$

$A_s' = A_s = \pi 16^2/4\ .\ n$

$=201.06 \times 3$

$= 603.18\ mm^2$

$C_s = A_s'\ (f_s' - 0.85 f'_c)$

$= 603.18\ (420 - 0.85 \times 28)$

$= 238.\ 98\ KN$

T = As fs
= 603.18 x 0
= 0KN
Pnx = Cc +Cs – T
=3791.02+ 238. 98- 0
= 4030 KN

(G) تحليل المقطع في إتجاه y :
نعتبر العمود واقع في الوضع المتزن

ey =eb

نقوم بحساب مركز حديد التسليح في الشد والضغط

d' =cav. +Øs +Ø/2)
= 40 + 10+16/2
= 58
d = h – d'
= 300-58
= 242 mm
ey = Muy/Pu
=66.54/2772
= 24 mm
Cb =(600/600+fy)d
=(600/600+420) x 242
=142.35 mm
ab = β Cb
=0.85 x 142.35
= 121mm
e' =e+d-h/2
=24 +242- 300/2
= 116 mm

بعمل اتزان للقوى في حالة الاتزان يخضع حديد الشد و الضغط معا

Cc = 0.85 fc' a_b b
= 0.85 x 28 x 121 x750
= 2159.85 KN
As' = As = $\pi 16^2/4$. n
=201.06 x 4
= 804.24 mm^2
Cs = As' (fy-0.85fc')
= 804.24 (420 – 0.85 x 28)
= 318.64 KN
T = As fy
= 804.24 x 420
= 337.78 KN
Pb = Cc +Cs – T
=2159.85+ 318.64- 337.78
= 2140.71 KN

$Pb \cdot e_b' = Cc\,(d-a/2)+Cs(d-d')$

$e_b' = (Cc\,(d-a/2)+Cs(d-d'))/\,Pb$

$= (2159.85\,(242-121/2)+ 318.64\,(242-58))/\,2140.71$

$= 210.51$ mm

$eb = e'-d+ h/2$

$=210.51 -242+ 300/2$

$= 118.51$ mm

$ey= 24$ mm $< eb= 118.51$ mm

نوع الفشل فشل ضغط لان الازاحة الناتجة من العزم المطبق اقل من الازاحة للمقطع المتوازن .
الحديد في منطقة الضغط وصل للخضوع بينما الحديد في منطقة الشد احتمال انه لم يصل للخضوع والمطلوب التشييك عليه ولكن كخطوه اولي باعتبار ان الحديد في منطقة الشد وصل للخض وع ونوجد بعد محور التعادل تحت تاثير العزم والقوه المطبقة على المقطع ومن ثم حساب اجهاد الحديد الفعلي لمنطقة الشد ولتوضيح ذلك نتبع الخطوات التالية :

$A = 0.85\,fc'\,b\,/2$

$= 0.85 \times 28 \times 750\,/2$

$=8925$

$eb = e'-d+ h/2$

$=210.51 -242+ 300/2$

$= 118.51$ mm

$B = 0.85\,fc'\,b\,(e' -d\,)$

$=0.85 \times 28 \times 750 \times (118.51 -242\,)$

$= -2204296.5$

$C = As'\,(fs -0.85fc'\,)\,(e' -d +d'\,)+600\,As\,e'$

$= 804.24\,(420 -0.85x28\,)\,(118.51-242 +58\,)+600 \times 118.51 \times 804.24$

$= 36318563.17$

$D = -600\,As\,e'\,\beta\,d$

$= -600 \times 804.24 \times 118.51 \times 0.85 \times 242$

$= -1.1763 \times 10^{10}$

بالتعويض في المعادلة

$Aa^3 + Ba^2 + Ca + D = 0$

$8925\ a^3 -2204296.5a^2 + 36318563.17\,a - 1.1763 \times 10^{10} = 0$

$a = 251.62$ mm

$C = a/0.85$

$= 251.62\,/0.85$

$= 296.02$ mm

Check fs

$fs = ((d-c)/c) \times 600$

$= ((242 - 251.62)/\,251.62) \times 600$

$= -22.9$ MPa < 420

Use $fs = 0$ MPa

Check fs'

$fs' = ((c-d')/c) \times 600$

$= ((783.53-58)/ 783.53) \times 600$

$= 551.3$ MPa > 420

Use $fs' = 420$ MPa

$Cc = 0.85\, fc'\, a_b\, b$

$= 0.85 \times 28 \times 251.62 \times 750$

$= 4491.42$ KN

$As' = As = \pi 16^2/4 \cdot n$

$= 201.06 \times 4$

$= 804.24\ mm^2$

$Cs = As' (fs'-0.85fc')$

$= 804.24 (420 - 0.85 \times 28)$

$= 318.64$ KN

$T = As\, fs$

$= 804.24 \times 0$

$= 0$ KN

$Pny = Cc + Cs - T$

$= 4491.42 + 318.64 - 0$

$= 4810.06$ KN

(H) ايجاد p_{no} :

$As' = As = \pi 16^2/4 \cdot n$

$= 201.06 \times 6$

$= 1206.36\ mm^2$

$P_{no} = 0.85\, fc' (Ag - As) + As' fy$

$= 0.85 \times 28 \times (300 \times 750 - 1206.36) + 1206.36 \times 420$

$= 5832.96$ KN

$0.1\, P_{no} = 0.1 \times 5832.96$

$= 583.296$

(I) ايجاد مقاومة العمود في الأتجاهين :

$1/Pn = (1/Pny) + (1/Pnx) - (1/Po)$

$= (1/4810.06) + (1/4030) - (1/5832.96)$

$= 284.597 \times 10^{-6}$

$Pn = 1/284.597 \times 10^{-6}$

$= 3513.74$

لان هذه المعادله (bresler) تعطي قيما مقبوله عند ما

$Pn \geq 0.1\, P_{no}$

(J) التأكد من نسبة مقاومة العمود الإسمية إلى المقاومة الإسمية للجسور :
يجب أن تكون مقاومة العمود الإسمية أكبر من مقاومة الجسر الإسمية بـ 20% أي $\sum Mc \geq 6/5Mg$ حيث أن مقاومة العمود هي أقل مقاومة للانحناء التي يمكن أن يتحملها العمود من جميع حالات التحميل :

أولا : في إتجاه X :

إيجاد المقاومة الإسمية للعمود C22

ey = Muy/Pu
=66.54/2772
= 24 mm
Pny = Cc +Cs – T
=4491.42+ 318.64- 0
= 4810.06 KN
Mny = Pny x ey
= 4810.06 x 24/1000
= 115.44 KN

بما أنه تم تصميم العمود لكل مجموعة أي للثلاثة أدوار نفس التصميم لذا نعتبر أن العزم هنا يساوي العزم الأول

Mny = Pny x ey
= 4810.06 x 24/1000
= 115.44 KN

إيجاد المقاومة الإسمية للجسر B44

As_{top} = 3 x 201.06 = 603.18 mm^2 3Ø16mm
As_{Bot} = 3 x 201.06 = 603.18 mm^2 3Ø16mm
Mpr = As x1.25 x fy x (d-a/2)
a = As x 1.25 xfy /0.85 x fc b
= 603.18 x 1.25 x 420 / 0.85 x 28 x 300
= 44.35mm
Mpr = 603.18 x1.25 x 420 x (692-44.35/2)
= 212.11KN .m

إيجاد المقاومة الإسمية للجسر B45

As_{top} = 3 x 201.06 = 603.18 mm^2 3Ø16mm
As_{Bot} = 3 x 201.06 = 603.18 mm^2 3Ø16mm
Mpr = As x1.25 x fy x (d-a/2)
a = As x 1.25 xfy /0.85 x fc b
= 603.18 x 1.25 x 420 / 0.85 x 28 x 300
= 44.35 mm
Mpr = 603.18 x1.25 x 420 x (692-44.35/2)
= 212.11 KN .m

التحقق من $\Sigma Mc \geq 6/5Mg$:

$\Sigma Mc = Mny + Mny$

$= 115.44 + 115.44$

$= 230.88 \ KN.m$

$\Sigma Mg = Mpr_{B44} + Mpr_{B45}$

$= 212.11 + 212.11$

$= 424.22 \ KN.m$

$(6/5)\Sigma Mg = (6/5)(Mpr_{B44} + Mpr_{B45})$

$= (6/5)x(212.11 + 212.11)$

$= 509.064 \ KN.m$

$\Sigma Mc < (6/5)\Sigma Mg$

ثانيا : في إتجاه y :

إيجاد المقاومة الإسمية للعمود C22

$ex = Mux/Pu$

$=144.1/2772$

$= 51.98 \ mm$

$Pnx = Cc + Cs - T$

$=3791.02 + 238.98 - 0$

$= 4030 \ KN$

$Mnx = Pnx \times ex$

$= 4030 \times 51.98/1000$

$= 205.45 \ KN$

بما أنه تم تصميم العمود لكل مجموعة أي للثلاثة أدوار نفس التصميم لذا نعتبر أن العزم هنا يساوي العزم الأول

$Mnx = Pnx \times ex$

$= 4030 \times 51.98/1000$

$= 205.45 \ KN$

إيجاد المقاومة الإسمية للجسر B38

$As_{top} = 3 \times 201.06 = 603.18 \ mm^2$ 3 Ø 16 mm

$As_{Bot} = 3 \times 201.06 = 603.18 \ mm^2$ 3 Ø 16 mm

$Mpr = As \times 1.25 \times fy \times (d - a/2)$

$a = As \times 1.25 \times fy / 0.85 \times fc \ b$

$= 603.18 \times 1.25 \times 420 / 0.85 \times 28 \times 300$

$= 44.35 \ mm$

$Mpr = 603.18 \times 1.25 \times 420 \times (692 - 44.35/2)$

$= 212.11 \ KN.m$

إيجاد المقاومة الإسمية للجسر B52

$As_{top} = 4 \times 201.06 = 804.24\ mm^2$ 4 Ø 16 mm
$As_{Bot} = 3 \times 201.06 = 603.18\ mm^2$ 3 Ø 16 mm
Mpr = As x1.25 x fy x (d-a/2)
a = As x 1.25 xfy /0.85 x fc b
= 804.24 x 1.25 x 420 / 0.85 x 28 x 300
= 59.14 mm
Mpr = 804.24 x1.25 x 420 x (692-59.14/2)
= 279.7 KN .m

التحقق من $\sum Mc \geq 6/5 Mg$:

Σ Mc = Mnx + Mnx
= 205.45+ 205.45
= 410.9 KN .m
Σ Mg = Mpr_{B38} + Mpr_{B52}
= 212.11+ 279.7
= 424.22 KN .m
(6/5)Σ Mg =(6/5) (Mpr_{B38} + Mpr_{B52})
= (6/5)x(212.11+ 279.7)
= 590.17 KN .m
Σ Mc < (6/5)Σ Mg

(K) التسليح العرضي للعمود
أولا : تصميم العمود للقص :
مقاومة الخرسانة للقص (vc) تهمل إذا تحقق الشرطين التاليين :
Pu > 0.05Ag.Fc'
VE > 0.5 Ve

Pu = 2772 KN
0.05Ag.Fc' =0.05x300x750x28/1000 =315 KN
Pu > 0.05Ag.Fc'

Mn1 =144.1 /0.9 =160.11 KN
Mn1 =66.54 /0.9 = 73.93 KN
ΣMbr = (Mn1+Mn2)
ΣMbr = (160.11 +73.93)
ΣMbr =234.04 KN
Ve = ΣMbr/Lu
Ve = 243.04/3.2
Ve = 73.1375 KN
0.5Ve =0.5 x 73.1375 =36.57 KN
VE = 46.07 KN
VE > 0.5 Ve

أن الشرطين لم يتحققا لذا يجب أن ندخل مقاومة الخرسانة في الاعتبار مقاومة الخرسانة للقص Vc

$Vc = (1+0.7\ Pu/Ag)(bw\ d\ \sqrt{fc'}/6)$

$=(1+0.7 \times 2772 \times 1000/300 \times 750) \times (300 \times 692 \times \sqrt{28}/6 \times 1000)$

$= 192.714\ KN$

$Vn = 234.04 / 0.85 = 275.34\ KN$

$2Vc = 2 \times 192.714 = 385.428\ KN$

$4Vc = 4 \times 192.714 = 770.856\ KN$

$Vs = Vn - Vc$

$=275.34 - 192.714 = 82.627\ KN$

$Vs < 4Vc$

Assume use Ø 10 mm

$Av = 157\ mm^2$

$S = Av \cdot fy \cdot d / Vs\ 10^3$

$S = 157 \times 280 \times 692 / 82.627 \times 10^3$

$= 368\ mm \approx 350mm$

$Sx = 100 + (350 - hx/3)$

$= 100 + (350 - 150/3)$

$= 151\ mm$

$S_{max} = 2d = 2 \times 692 = 1384\ mm$

$S = d/4 = 692/4 = 173\ mm \approx 170\ mm$

$S = 6dp = 6 \times 16 = 96\ mm \approx 90\ mm$

$S = 48\ ds = 48 \times 10 = 480\ mm$

$S = b = 300\ mm$

$S_{min} = 100\ mm$

حسب متطلبات الكود ACI 318M-05 21.4.4.4 فإنه يتطلب تسليح عرضي على طول ارتفاع العمود حيث مساحة مقطع التسليح العرضي يجب أن لا تقل عن التالي حسب :

أولا : في الاتجاه الطويل :

$hc = h - 2cover - Øs$

$= 750 - 2 \times 40 - 10$

$= 660\ mm$

$Ac = (h - 2cover)(b - 2cover)$

$= (750 - 2 \times 40)(300 - 2 \times 40)$

$= 147400\ mm^2$

$Ash = 0.3\ (S.\ hc\ .\ fc'/fy)((Ag/Ac) - 1)$

$= 0.3\ (100 \times 660 \times 28/280)((300 \times 750/147400) - 1)$

$= 1029\ mm^2$

$Ash = 0.09\ (S.\ hc\ .\ fc'/fy)$

$= 0.09\ (100 \times 660 \times 28/280)$

$= 594\ mm$

Use Ø 12

$As_{ber} = \pi d^2/4$

$= \pi 12^2/4$

$= 113.1\ mm^2$

$Nmbr\ of\ ber = A_{sh}/As_{ber}$

$= 1029/113.1$

$= 9.09 \approx 10$

ثانيا : في الاتجاه القصير :

$hc = b - 2cover - Øs$

$= 300 - 2 \times 40 - 10$

$= 210\ mm$

$Ac = (h - 2cover)(b - 2cover)$

$= (750 - 2x\ 40)(300 - 2 \times 40)$

$= 147400\ mm^2$

$Ash = 0.3\ (S.\ hc\ .\ fc'/fy)((Ag/Ac) - 1)$

$= 0.3\ (100 \times 210 \times 28/280)((300x750/147400) - 1)$

$= 331.67\ mm^2$

$Ash = 0.09\ (S.\ hc\ .\ fc'/fy)$

$= 0.09\ (100 \times 210 \times 28/280)$

$= 189\ mm$

Use Ø 12

$As_{ber} = \pi d^2/4$

$= \pi 12^2/4$

$= 113.1\ mm^2$

$Nmbr\ of\ ber = A_{sh}/As_{ber}$

$= 331.67/113.1$

$= 2.9 \approx 3$

Use 10 Ø 12 @ 100 mm c/c face support للاتجاه الطويل من مقطع العمود

Use 10 Ø 12 @ 100 mm c/c Mid span للاتجاه الطويل من مقطع العمود

Use 3 Ø 12 @ 100 mm c/c face support للاتجاه القصير من مقطع العمود

Use 3 Ø 12 @ 100 mm c/c Mid span للاتجاه القصير من مقطع العمود

المثال (19) التاسع عشر : حساب أطوال الارتباط

تنص مواصفات الكود الأمريكي على أن يتم التوصيل في الأعمدة في منتصف العمود عند استخدام التوصيل من نوع (lap splices) ويتم تصميم التوصيل في هذه المنطقة على اسا س وصلة شد ACI 318M-05 21.4.3.2 ويتم التوصيل بالتراكب .

$L_{dh} = fy\ d_b / 5.4\ \sqrt{fc}$

$= 420 \times 16 / 5.4 \times \sqrt{28}$

$= 235.18 \approx 250mm$

$L_{dh} = 8\ d_b$

$= 8 \times 16$

$= 128\ mm$

$L_{dh} = 150\ mm$

$L_{dh} = fy\ d_b / 5.4\ \sqrt{fc} > L_{dh} = 8\ d_b < L_{dh} = 150\ mm$

مسافة الارتباط في قضبان التسليح المعرضة لشد التي تكون فيها انحناء بزاوية 90 درجة

Use $L_{dh} = 250\ mm$

مسافة الارتباط في قضبان التسليح المعرضة لشد التي لا تنتهي بعكفات ويكون الرتفاع التكسيح لا يزيد عن 300 mm

$L_{dh} = 2.5(fy\ d_b / 5.4\ \sqrt{fc})$

$= 2x420 \times 16 / 5.4 \times \sqrt{28}$

$= 587.945 \approx 600\ mm$

$L_{dh} = 300\ mm$

Cover = 40 mm 3 x 16 = 48 mm < $3d_b$	small Cover
if $d_b < 20$	Use $\Psi s = 0.8$
if $d_b > 20$	$\Psi s = 1$
if As top	Use $\Psi_t = 1.3$
if As Bot	$\Psi_t = 1$
if Ø مطلي big Cover if > $3d_b$	$\Psi_c = 1.2$
if Ø مطلي small Cover if < $3d_b$	$\Psi_c = 1.5$
if Ø غير مطلي	Use $\Psi_c = 1$
If $(\sqrt{fc} / 1.8\ fy) < 1$	Use $\lambda = 1$
If $(\sqrt{fc} / 1.8\ fy) > 1$	$\lambda = 1.3$
$\sqrt{fc} = \sqrt{28} = 5.291 < 8.3$	Use $\sqrt{fc} = 5.291$

$As_{ber} = \pi d^2/4$

$= \pi 12^2/4$

$= 113.1\ mm^2$

n = 5

S = 100 mm

$K_{te} = A_{te}\ fy / 10\ S\ n$

$K_{te} = (2 \times 113.1 \times 280) / (10 \times 100 \times 5)$

$= 12.67 > 2.5$ Use $K_{te} = 2.5$

$L_{dh} = (fy / 1.1 \sqrt{fc})\ (\Psi s\ \Psi_t\ \Psi_c\ \lambda\ d_b / ((\text{cover} + K_{te}) / d_b)$

$= (420 / 1.1 \times 5.291) \times ((0.8 \times 1.3 \times 1 \times 1 \times 16) / ((40 + 2.5) / 16))$

$= 452.06 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$

$L_{dh} = 2.5(fy\ d_b / 5.4 \sqrt{fc}) > L_{dh} = 300 \text{ mm}$

Use $L_{dh} = 500$ mm

مسافة الارتباط في قضبان التسليح المعرضة لشد التي لا تنتهي بعكفات ويكون الرتفاع التكسيح لايزيد عن 300 mm

$L_{dh} = 3.25(fy\ d_b / 5.4 \sqrt{fc})$

$= 3.25 \times 420 \times 16 / 5.4 \times \sqrt{28}$

$= 764.33 \approx 800 \text{ mm}$

$L_{dh} = 300$ mm

$L_{dh} = 3.25(fy\ d_b / 5.4 \sqrt{fc}) > L_{dh} = 300 \text{ mm}$

Use $L_{dh} = 800$ mm

ولتسهيل الحسابات في كل الاقطار المستخدمه في العناصر المعرضه للشد ناخذ هذه الاعلاقة وعملها لباقي الاشتراكات

$L_{dh} = 764.33 / db$

$= 764.33 / 16$

$= 47.77$

$\approx 50\ d_b$ Envlop at 50 mm > 300 mm

مسافة الارتباط في قضبان التسليح المعرضة لضغط

$L_{dc} = 0.24\ fy\ d_b / \sqrt{fc}$

$= 0.24 \times 420 \times 16 / \sqrt{28}$

$= 304.79$ mm

$L_{dc} = 0.043\ fy\ d_b$

$= 0.043 \times 420 \times 16$

$= 288.96$ mm

$L_{dc} = 200$ mm

Use $L_{dc} = 400$ mm

سوف نعمل على تكبير العزم

$Cm = 0.6 + 0.4 (M1/M2) \geq 0.4$

$=0.6 + 0.4 (144.1/54.7)$

$= 1.654 \quad \geq 0.4$

$\beta_d = Pu_{d.l} / Pu_{totel}$

$= 1709.63 / 2772$

$= 0.6167$

$Ig = bh^3/12$

$= (300 X750^3/12)$

$= 1.0547X\ 10^{10} mm^4$

$Ec = 4700\sqrt{FC'}$

$=4700 X \sqrt{28}$

$=24870\ N/mm^2$

$EI = 0.4\ Ec\ Ig / 1+\beta_d$

$= 0.4 \times 24870 \times 1.0547X\ 10^{10} / 1+0.6167$

$= 6.48985 \times 10^{13}$

$Pc = \pi^2\ EI / (K\ LU/r)^2$

$= \pi^2 X\ 6.48985 \times 10^{13} / (11)^2$

$= 5.29357 \times 10^{12}$

$\delta ns = Cm / (1- Pu/0.75\ Pc)$

$= 1.654 / (1- 2772000/0.75 \times 5.29357 \times 10^{12})$

$= 1.654$

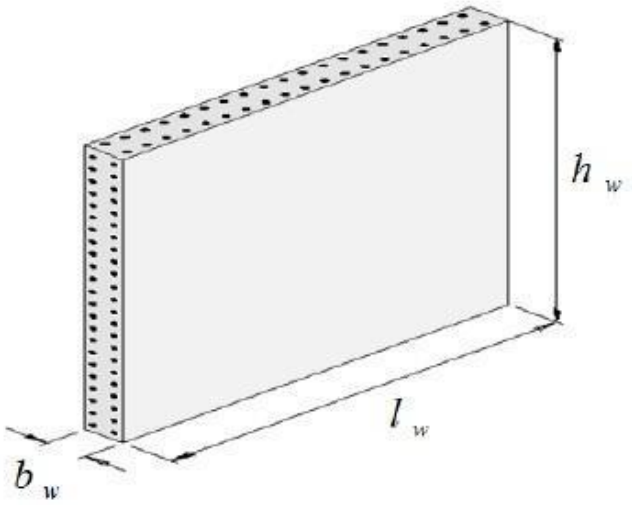
$Mc = \delta ns\ M2$

$=1.654 X 144.1$

$=238.34\ KN .m$

المثال (٢٠) العشرون : تصميم جدران القص

إن الهدف من جدران القص مقاومة الأحمال الرأسية والجاذبية الناتجة من الأحمال الحية والأحمال الميتة ووزنه الذاتي ومقاومة الأحمال الأفقية الناتجة من الرياح والزلازل , وسنقوم بتصميم جدران القص وفق الخصوات التالية :



① حساب قوى القص و العزوم على جدار القص :

STORY	V_u	H	M_u	N_u
8	185.11	27.20	5035.1	4897.4
7	125.05	24.00	3001.3	3500.0
6	108.83	20.80	2263.6	2135.4
5	92.08	17.60	1620.7	1378.5
4	75.65	14.40	1089.3	1174.3
3	58.84	11.20	659.0	1152.0
2	42.78	8.00	342.2	1076.7
1	21.40	4.80	102.7	912.1
Base	2.15	1.60	3.4	485.6
∑	711.88		14117.3	16712.1

② التحقق من سماكة جدار القص وفق ((ACI 318M-05 (11.10.3) :

$$V_u = \% \, \emptyset \, (fc')^{0.5} \, hd$$

$V_u = \%\ x0.75x28^{0.5}x250x(0.8x2600)/1000 = 1719.74N > 711.88KN$ O.K

③ التحقق من عدم الحاجة للعناصر الطرفية Boundary Elements :

الطريقة الأولى : طريقة الإزاحات :

تستخدم لجدار القص المتصل في الاتجاه الرأسي وله مقطع واحد حرج للعزم وقوى محورية ونحتاج للعناصر الطرفية أذا تحقق الشرط التالي :

$$C \geq L_w/(600(\delta_n/h_w))$$

$$C = d.(600/600+fy)$$

Take $\delta_n/h_w = 0.007$

$d = 0.8x2.6 = 2.08m$

$C = 600x2080/(600+420) = 1223.5$

$L_w/(600(\delta_n/h_w)) = 2600/(600x0.007) = 619$

$C \geq L_w/(600(\delta_n/h_w))$ We Need Boundary Elements

الطريقة الثانية : طريقة الاجهادات :

وهي الطريقة الأكثر شيوعا واستخداما ويمكن استخدامها بدون العودة إلى طريقة الإزاحات , ونحتاج للعناصر الطرفية إذا تحقق الشرط التالي :

$$fc > 0.2fc'$$

حيث :

fc : الاجهادات في الألياف الخارجية للضغط وتوجد من العلاقة التالية :

$$fc = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{I_g} y$$

$I_g = 0.25x2.6^3/12 = 0.3662m^4$

$A_g = 0.25x2.6 = 0.65m^2$

$d = 0.8x2.6 = 2.08m$

$fc = (4897.4/0.65)+((14117.3x2.08/ 0.3662) = 57863.5$

$0.2fc' = 0.2x28000 = 5600$

$fc > 0.2fc'$ We Need Boundary Elements

④ حساب أبعاد العناصر الطرفية Boundary Elements :

سنستخدم $b_w = 250mm$ أما L_b فتحسب بواسطة المعادلة التالية :

$$L_b = C-0.1l_w \geq C/2$$

$L_b = 1223.5-0.1x2600 = 963.5mm$

$C/2 = 1200/2 = 600mm$

Use $L_b = 1000mm$

Nane	L_w (mm)	d (mm)	C	$C - .1l_w$	c/2	$L_{b\ act.}$ (mm)	$L_{b\ des.}$ (mm)
SW1	2450	1960	1.15	0.91	0.58	907.94	950
SW2	2250	1800	1.06	0.83	0.53	833.82	850
SW3	2250	1800	1.06	0.83	0.53	833.82	850
SW4	750	600	0.35	0.28	0.18	277.94	300
SW5	750	600	0.35	0.28	0.18	277.94	300
SW6	2600	2080	1.22	0.96	0.61	963.53	1000
SW7	2600	2080	1.22	0.96	0.61	963.53	1000
SW8	2000	1600	0.94	0.74	0.47	741.18	750
SW9	2000	1600	0.94	0.74	0.47	741.18	750

⑤ التحقق من مقاومة العناصر الطرفية Boundary Elements للقص :

$$V_u \leq \% A_{cp} (fc')^{0.5}$$

$$A_{cp} = l_b.B$$

$A_{cp} = 1000x250 = 250000mm^2$

$(\% x250000x (28)^{0.5})/1000 = 1102.4KN \leq 711.88KN$

Nane	V_u (KN)	$L_{b\ des.}$ (mm)	B (mm)	A_{cp} (mm)	4.41Acp (KN)	Remarks
SW1	771.4	950	250	237500	1047.28	O.K
SW2	500.5	850	250	212500	937.037	O.K
SW3	521.2	850	250	212500	937.037	O.K
SW4	20.2	300	250	75000	330.719	O.K
SW5	20.2	300	250	75000	330.719	O.K
SW6	593.2	1000	250	250000	1102.4	O.K
SW7	593.2	1000	250	250000	1102.4	O.K
SW8	351.5	750	250	187500	826.797	O.K
SW9	391.2	750	250	187500	826.797	O.K

⑥ حساب قيمة V_c حسب (ACI 318M-05 (11.29 and 11.30)) :

$$V_c = 0.27\sqrt{f_c'}\,hd + \frac{N_u d}{4\ell_w}$$

$V_c = 0.27x28^{0.5}\ 250x(0.8x2600)/1000 + (4897.4x0.8x2600/4x2600) = 743.9KN$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{f_c'} + \frac{\ell_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{\ell_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}}\right] hd$$

حيث يتم حساب M_u و V_u عند القيمة الأقل من :

- $l_w/2 = 2600/2 = 1300mm$
- $h_w/2 = 27200/2 = 13600mm$

$M_u = 185.11\ x(27200-1300) = 4794.4KN.m$

$$V_c = 0.05x28^{0.5} + \frac{2600x(0.1\ x28^{0.5} + 0.2x4897.4/2600x250}{(4794.4x10^3/185.11)-(2600/2)}\ x250x(0.8x2600)$$

$= 166.74KN$

نعتمد القيمة الثانية لأنها الأقل

⑦ التحقق إن كنا نحتاج حديد تسليح للقص :

$\emptyset V_c/2 = (0.75x166.74)/2 = 62.53KN < 185.11KN$

إذا نحتاج لحديد تسليح للقص

⑧ حساب حديد تسليح القص الأفقي :

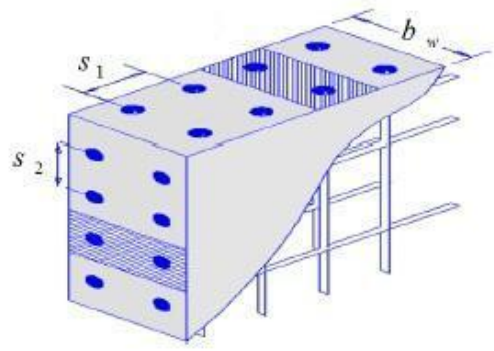
$V_u = \emptyset V_c + \emptyset V_s$

$V_u = \emptyset V_c + \emptyset(A_h.fy.d/S_2)$

$(A_h/S_2) = (V_u - \emptyset V_c)/(\emptyset fy.d)$

$(A_h/S_2) = (185.11x10^3 - 0.75x166.74x10^3)/(0.75x420x2600x0.8) = 0.092$

Try Ø12



$S_2 = (2x\pi x12^2/4x0.092) = 2467.8mm$

$S_{2max} = l_w/5 = 2600/5 = 520mm$

or = 3h = 3x250 = 750mm

or = 500mm

Try Ø12@500mm

$\rho_h = A_h/h.S_2 = (2x\pi x12^2/4)/250x500 = 0.0018 < 0.0025$

Use Ø12@500mm

⑨ حساب حديد تسليح القص الرأسي :

$h_w/l_w > 2.5$ Use $\rho_l = 0.0025$

Try Ø12

$A_v/h.S_1 = (2x\pi x12^2/4)/250x\ S_1 = 0.0025$

$S_1 = 361.9mm$

$S_{1max} = l_w/3 = 2000/3 = 666.66mm$

or = 3h = 3x250 = 750mm

or = 500mm

Use Ø12@300mm

⑩ حساب حديد تسليح العناصر الطرفية Boundary Elements :

$M_u/A_g l_w = 14117.3x10^6/(250x2600x2600) = 8.35MPa = 1.2Ksi$

$P_u/A_g = 4897.4x10^3/(250x2600) = 7.53MPa = 1.07Ksi$

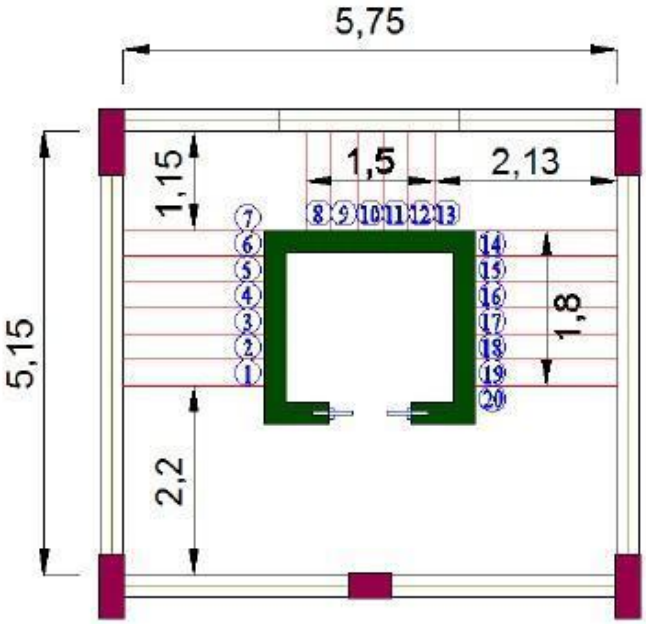
$\gamma = (1000-2x40-2x10-2x11)/1000 = 0.88$ Say 0.9

$\rho = 0.07$

$A_s = \rho A_g = 0.07x0.25x2.6 = 455cm^2$

المثال (21) الواحد والعشرون : تصميم السلالم

تصمم السلالم كما تصمم البلاطات المصمتة Solid Slab مع وجود اختلافات بسيطة . ففي الكتلة A شكل السلم الموجود كالتالي :

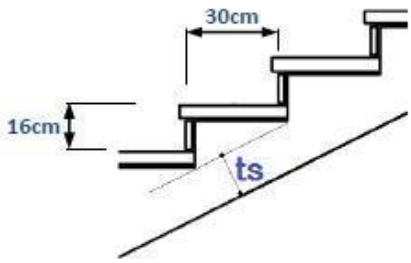


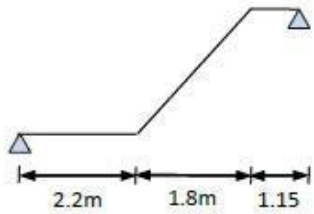
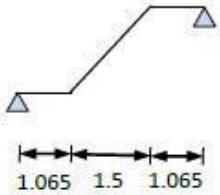
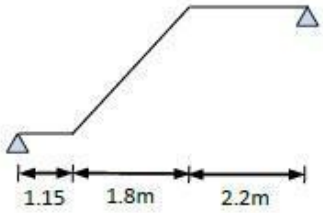
بما أن ارتفاع الدور الواحد 320cm فإن ارتفاع الدرجة الواحدة سيكون 16cm وخطوات تصميم هذا النوع من السلالم كالتالي :

① اختيار الجملة الإنشائية :

السحبتين الأولى و الثالثة سترتكزان على جسور ، أما السحبة الثانية فسترتكز على السحبتين الأولى و الثالثة ، وبالتالي ستكون الجملة الإنشائية والسماكة المطلوبة كالتالي :

$$t_s = (L/20)(0.4+(f_y/400))$$



السحبة	النظام الإنشائي	السماكة المطلوبة ts
الأولى		ts=5150/20 =257.5mm
الثانية		ts=3630/20 =181.5mm
الثالثة		ts=5150/20 =257.5mm

Use ts = 260mm

② ايجاد وتحليل الأحمال :

أولاً : الأحمال على بلاطة الدرج المائلة :

⊙ الحمل الحي :

L.L = 4.8 KN/m^2

⊙ حمل التشطيبات :

C.L = 2 KN/m^2

⊙ الوزن الذاتي للدرجة :

(hs/2)x25 = (0.16/2)x25 = 2 KN/m^2

⊙ وزن بلاطة الدرجة :

ts . (25/cosα) = 0.26 x(25/cos28.072) = 7.3666 KN/m^2

Wu = 1.2 (2+2+7.36666) + 1.6 (4.8) = 21.32 KN/m^2

ثانياً : الأحمال على بسطة الدرج الأفقية :

⊙ الحمل الحي :

$L.L = 4.8\ KN/m^2$

⊙ حمل التشطيبات :

$C.L = 2\ KN/m^2$

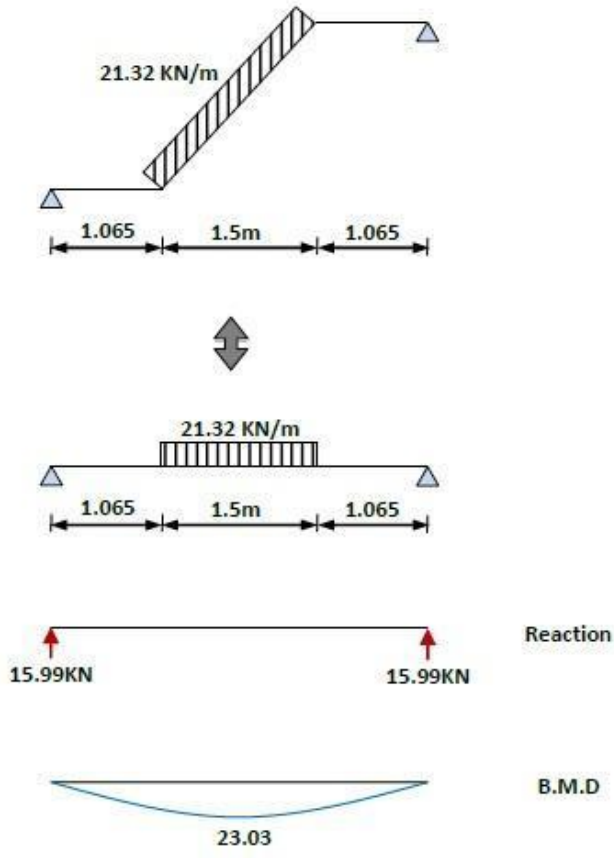
⊙ الوزن الذاتي للبسطة :

$ts \times 25 = 0.26 \times 25 = 6.5\ KN/m^2$

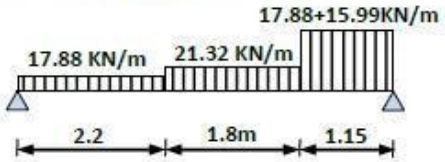
$Wu = 1.2\ (2+6.5) + 1.6\ (4.8) = 17.88\ KN/m^2$

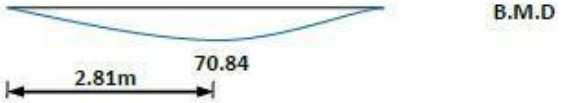
③ نقل الأحمال :

أولاً : على السحبة الثانية :



ثانياً : على السحبتين الأولى و الثالثة :





④ حساب التسليح :

أولاً : على السحبة الثانية :

$d = 260-20-8 = 232mm$

$R_u = Mu/(bd^2)$

$= 23.03x10^6 / (1000x232^2) = 0.428$

$\rho = 0.00114$

$\rho_{min} = 0.0033$

$A_s = \rho bd$

$= 0.0033x1000x232 = 765.6mm^2$ Use 5Ø14 mm/m

Check : $S = (154x1000)/770 = 200mm$

$A_{s\,min} = \rho bd$

$= 0.002x1000x260 = 520mm^2$ Use 5Ø12 mm/m

Check : $S = (113.1x1000)/565.5 = 200mm$

ثانياً : على السحبتين الأولى و الثالثة :

$d = 260-20-8 = 232mm$

$R_u = Mu/(bd^2)$

$= 70.84x10^6 / (1000x232^2) = 1.316$

$\rho = 0.0036$

$\rho_{min} = 0.0033$

$A_s = \rho bd$

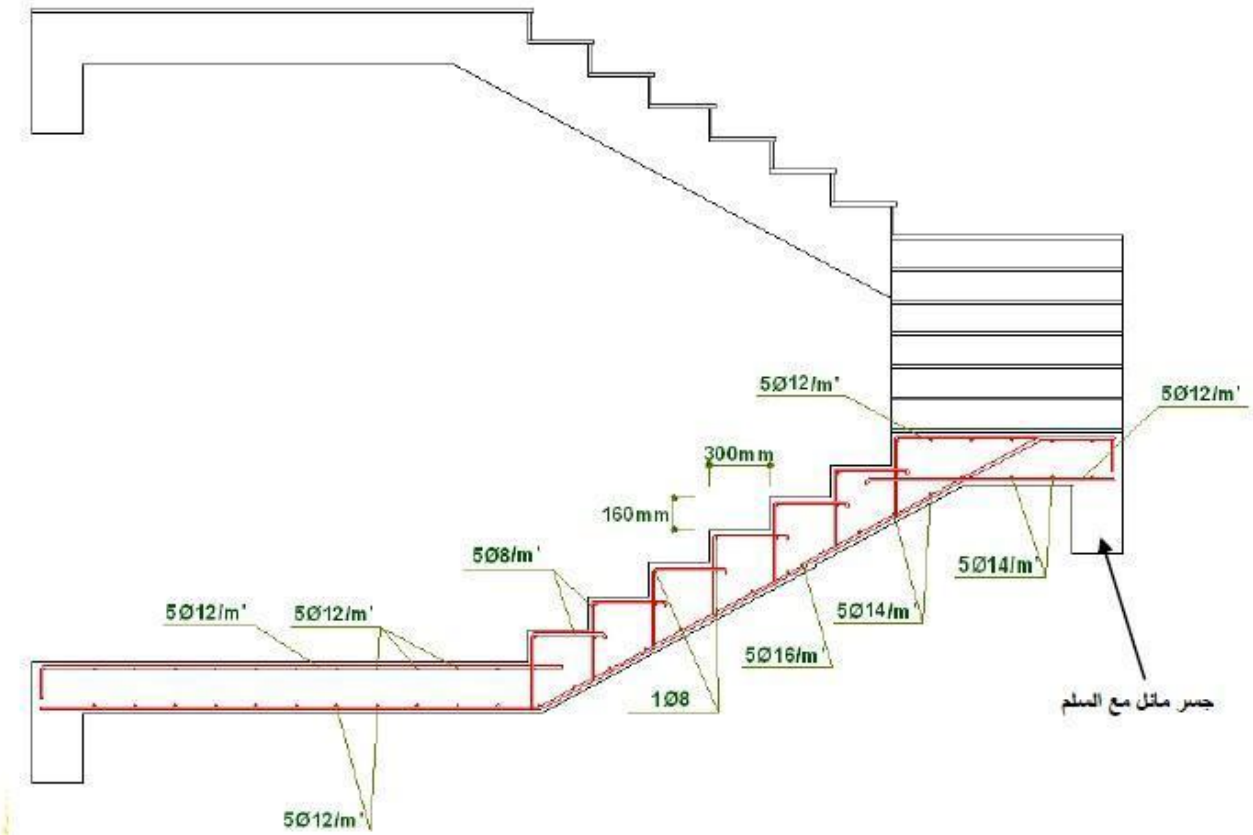
$= 0.0036x1000x232 = 835.2mm^2$ Use 5Ø16 mm/m

Check : S = (201x1000)/1005 = 200mm

$A_{s\,min} = \rho bd$

$= 0.002x1000x260 = 520mm^2$ Use 5Ø12 mm/m

Check : S = (113.1x1000)/565.5 = 200mm



المثال (22) الثاني والعشرون : تصميم الأساسات

إن اختيار نوع الأساس يعتمد على طبيعة التربة تحت الأساس وأيضا على طبيعة الأحمال المنقولة إلى التربة ، فإذا كانت الأحمال كبيرة بقدر يجعل الأساسات السطحية إذا استخدمت تغطي أكثر من 50 % من مساحة موقع المبنى ، فيفضل اقتصادياً وهندسياً أن تستخدم الأساسات الحصيرية Mat Foundation وإن كان خلاف ذلك فيفضل استخدام الأساسات المنفردة ، وهذا المثال سيكون لتصميم أساسات الكتلة A كاملةً :

① تحديد نوعية الأساس المستخدم :

$A = LxB = 24.65x17.85 = 440m^2$

$A/2 = 440/2 = 220m^2$

$\sum P_{all.} = 1790.0+1523.4+1522.3+1788.9+1602.5+1601.7+1627.9+2008+1727.2+1180.1$
$+1728.9+207.5+1629.4+1076.4+1501.8+1760.9+1525.4+1062.6+1527.2+1761.8$
$+1501.2+1290.7+938.2+838.5+949.4+1310.3+608.6+787.2+898.0+498.4+519.2$
$+1065.3+871.2+702.4+711.9+455.1+465.8+1313.7+1302.8+1319.3+1328.7+886.4$
$+869.2+907.2+890.6 = 55183.3\ KN$

$\sum P_u = 2892.5+2834.9+2835.3+2892.9+2467.4+2468.5+2484+2837.7+3200.3+2220.5$
$+3202.7+2838.0+2486.0+1721.7+2450.8+2460.0+2384.7+1537.3+2387.2+2461.2$
$+2450.0+2292.0+2363.5+1413.2+2384.7+2319.4+1179.2+1434.4+1669.9+2038.3$
$+2073.8+1907.1+1553.6+3803.4+3816.7+3422.2+3439.9+3770.5+2639.7+2662.7$
$+3791.6+1796.7+2159.6+1830.0+2193.8 = 111469KN$

$R_u = \sum P_u / \sum P_{all.} = 111469/55183.3 = 2.02$

$q_{all.} = 200KN/m^2$

$q_u = q_{all.}.R_u = 200x2.02 = 404\ KN/m^2$

$A_{req.} = 55183.3/200 = 275.917\ m^2 > 220m^2$ Use Mat Foundation

② حساب احداثيات مركز الثقل ومحصلة القوى المؤثرة على الأساس الحصيري :

Point	P (KN)	P_u (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	x (m)	Y (m)	$P.x+M_y$	$P.y+M_x$
C1	1790.3	2892.5	104.5	31.9	5.2	17.2	15072.8	49710.3
C2	1523.4	2834.9	132.2	46.9	9.0	17.2	25561.3	48666.0
C3	1522.3	2835.3	132.9	35.6	15.0	17.2	42565.1	48661.0
C4	1788.8	2892.9	105.4	45.4	18.8	17.2	54432.1	49731.1
C5	1602.4	2467.4	87.6	34.6	0.0	15.8	96.3	38957.4
C6	1601.6	2468.5	89.3	27.2	24.0	15.8	59209.9	38968.1
C7	1627.9	2484.0	31.5	118.5	0.0	12.0	180.6	29926.0
C8	2008.0	2837.7	128.6	40.7	5.2	12.0	14796.6	34092.8
C9	1727.2	3200.3	136.1	49.1	9.0	12.0	28851.8	38452.6
C10	1180.1	2220.5	17.4	61.5	12.0	12.0	26707.1	26707.1
C11	1728.9	3202.7	136.9	40.5	15.0	12.0	48081.1	38473.0
C12	2007.4	2838.0	129.9	42.2	18.8	12.0	53396.2	34097.9
C13	1629.4	2486.0	32.0	113.6	24.0	12.0	59716.4	29946.1
C14	1076.4	1721.7	23.3	58.2	12.0	9.5	20718.9	16414.6
C15	1501.8	2450.8	29.2	116.3	0.0	8.0	177.5	19722.7
C16	1760.9	2460.0	129.0	41.9	5.2	8.0	12833.8	19721.7
C17	1525.4	2384.7	36.2	127.9	9.0	8.0	21590.3	19205.6
C18	1062.6	1537.3	46.1	31.8	12.0	8.0	18479.0	12329.9
C19	1527.1	2387.2	36.4	127.3	15.0	8.0	35934.9	19224.7
C20	1761.7	2461.2	130.4	42.5	18.8	8.0	46313.1	19732.1
C21	1501.2	2450.0	29.7	111.9	24.0	8.0	58850.9	19711.9
C22	1290.7	2292.0	126.7	49.0	5.2	4.0	11967.2	9216.8
C23	938.1	2363.5	42.5	123.7	9.0	4.0	21395.0	9577.6
C24	838.5	1413.2	50.3	32.1	12.0	4.0	16990.5	5684.9
C25	949.4	2384.7	42.8	129.5	15.0	4.0	35899.7	9668.2
C26	1310.3	2319.4	128.5	51.7	18.8	4.0	43656.6	9329.3
C27	608.5	1179.2	19.8	61.0	12.0	1.5	14210.8	1829.8
C28	787.2	1434.4	41.7	24.8	1.2	0.0	1782.0	57.1
C29	898.0	1669.9	20.9	51.3	5.2	0.0	8734.8	51.3
C30	498.4	2038.3	56.1	20.9	9.0	0.0	18365.8	66.8
C31	519.1	2073.8	56.4	27.0	15.0	0.0	31134.6	73.6
C32	1065.3	1907.1	21.5	54.4	18.8	0.0	35907.9	54.4
C33	871.2	1553.6	42.6	19.2	22.8	0.0	35401.3	54.1

$S.W1_L$	702.4	3803.4	101.6	129.2	10.9	16.0	41586.5	60984.0
$S.W1_R$	711.8	3816.7	101.8	118.6	13.1	16.0	50116.9	61185.2
S.W4	455.0	3422.2	90.1	30.5	10.9	14.0	37332.8	47941.7
S.W5	465.7	3439.9	90.5	29.6	13.1	14.0	45092.8	48188.7
$S.W6_L$	1313.6	3770.5	29.7	141.9	0.0	4.0	141.9	15223.7
$S.W6_R$	1302.8	2639.7	28.2	100.0	2.6	4.0	6963.1	10658.6
$S.W7_L$	1319.2	2662.7	28.7	135.6	21.4	4.0	57117.3	10786.4
$S.W7_R$	1328.7	3791.6	30.3	102.7	24.0	4.0	91099.9	15268.9
$S.W8_U$	886.4	1796.7	82.4	23.8	9.0	2.9	16194.4	5234.3
$S.W8_D$	869.1	2159.6	69.5	27.3	9.0	0.9	19463.6	1971.0
$S.W9_U$	907.1	1830.0	83.2	22.7	15.0	2.9	27472.2	5329.6
$S.W9_D$	890.5	2193.8	69.8	25.7	15.0	0.9	32933.0	2000.2
$\sum$	55183	111469					1344526	982889

$x' = (\sum P_u.x + M_y)/ \sum P_u$

$= 1344526/111469 \approx 12.062$ m

$e_x = (L/2) - x'$

$= (24.65/2) - 12.062 \approx 0.263$m - 0.125-0.20 = 0.062m →

$y' = (\sum P_u.y + M_x)/ \sum P_u$

$= 982889/111469 \approx 8.818$ m

$e_y = (B/2) - y'$

$= (17.85/2) - 8.818 \approx 0.107$ m – 0.125 = 0.018m ↑

③ حساب الاجهادات على التربة :

$q = (\sum P_u /A) \pm (M_y.x/I_y) \pm (M_x.y/I_X)$

$M_y = \sum P_u.e_x = 111469 \times 0.062 = 6911.08$ KN.m

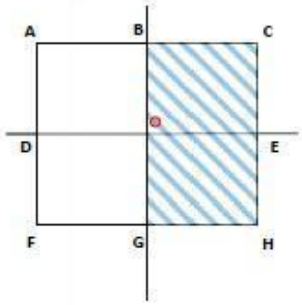
$M_x = \sum P_u.e_y = 111469 \times 0.018 = 2006.55$ KN.m

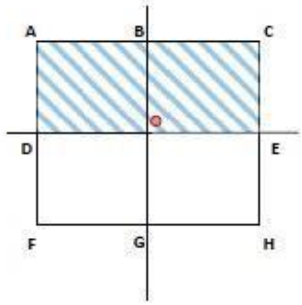
$I_x = (24.65 \times 17.85^3)/12 = 11682.9m^4$

$I_y = (17.85 \times 24.65^3)/12 = 22279.6m^4$

$q = (111469/440) \pm (6911.08\ x/22279.6) \pm (2006.55\ y/11682.9)$

$= 253.34 \pm 0.310x \pm 0.172y$





Point	P/A	0.310x	0.172y	q (KN/m^2)
A	253.34	-3.906	+1.555	250.989
B	253.34	0	+1.555	254.895
C	253.34	+3.840	+1.555	258.735
D	253.34	-3.906	0	249.434
E	253.34	+3.840	0	257.18
F	253.34	-3.906	-1.538	247.896
G	253.34	0	-1.538	251.802
H	253.34	+3.840	-1.538	255.642

All $q < 404$ KN/m^2

Strip AHIJ:

$$q_{av.} = \frac{250.989+258.735}{2} = 254.862 \text{ KN/m}^2$$

Mid. Load = {(254.862x24.65x2.8+(2892.5+2834.9+2835.3+3803.4+3816.7+2892.9 +2467.4+2468.5)}/2 = 20801.08 KN

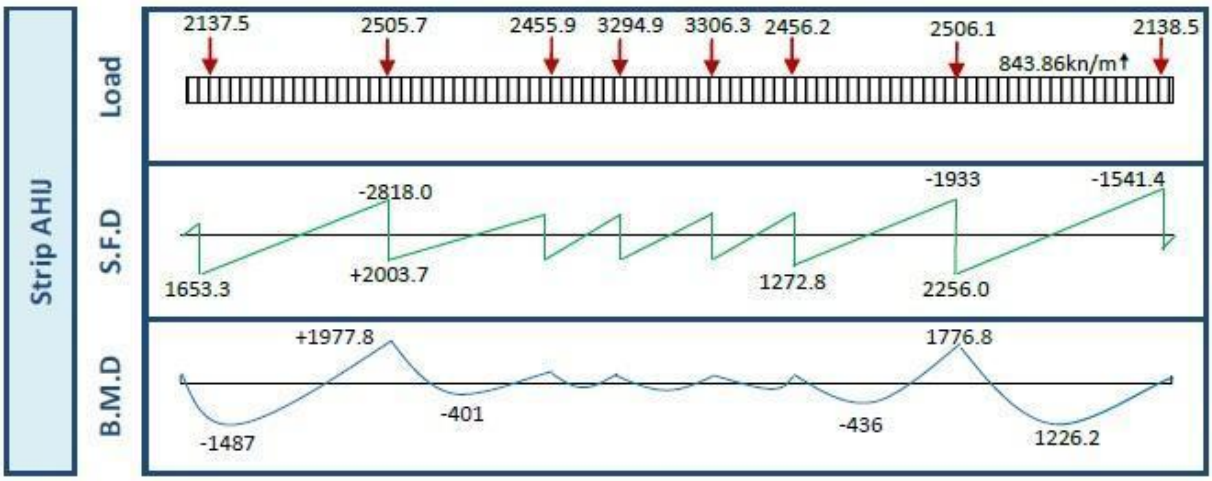
$$q_{av.\,mod.} = \frac{20801.08}{2.8x24.65} = 301.38 \text{ KN/m}^2$$

B. $q_{av.\,mod.}$ = 301.38x2.8 = 843.86 KN/m

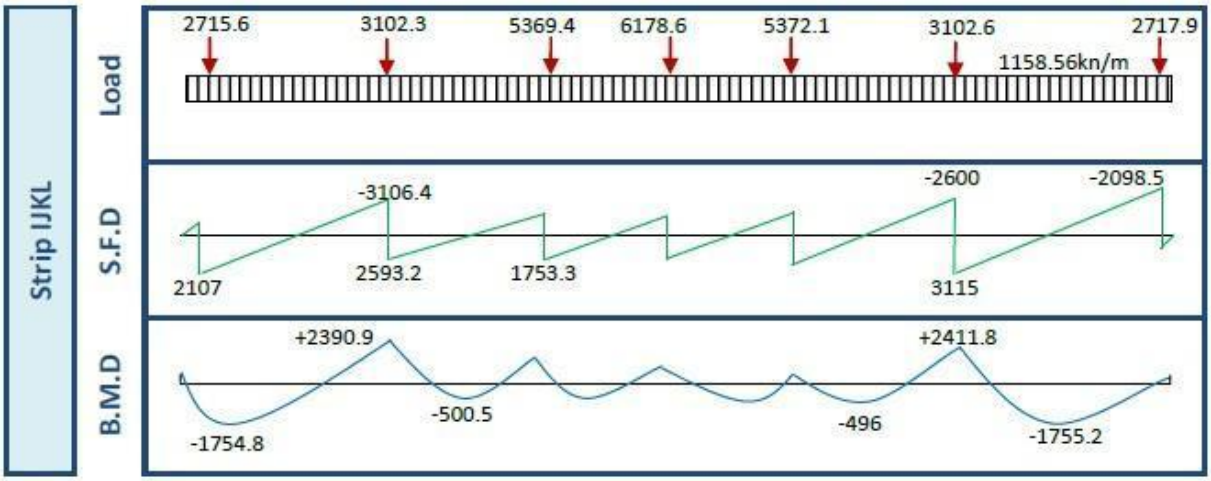
$$\text{Load factor} = \frac{20801.08}{2892.5+2834.9+2835.3+3803.4+3816.7+2892.9+2467.4+2468.5} = 0.8663$$

④ تقسيم الأساس الحصيري إلى مجموعة من الشرانح :

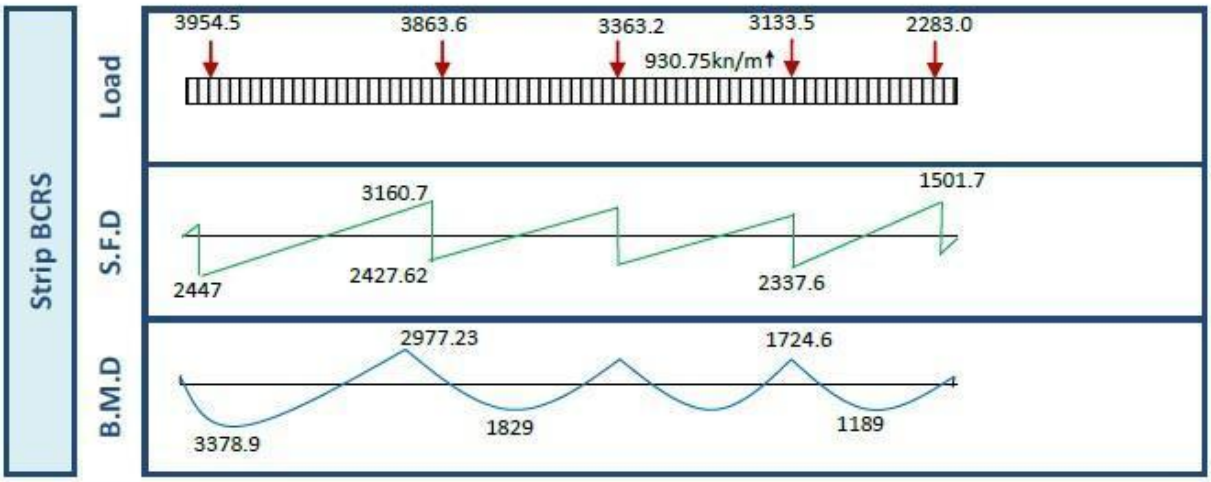
يتم تقسيم الأساس الحصيري لمجموعة من الشرانح الرأسية و الأفقية وقد تم تقسيم أساس الكتلة A إلى 12 شريحة رأسية وأفقية وهذه نماذج لتحليل وتصحيح مجموعة من الشرانح الرأسية و الأفقية .



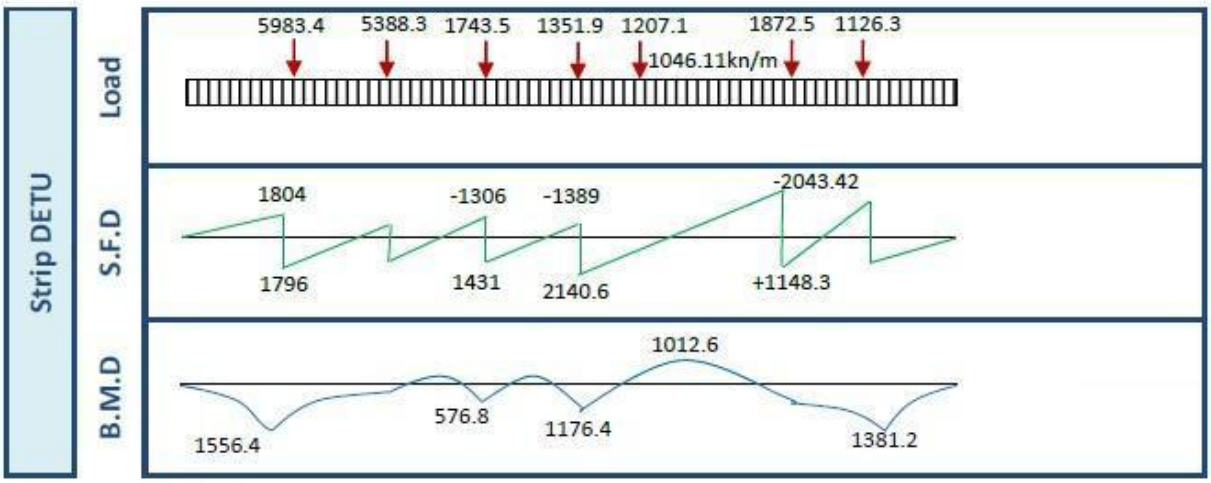
Strip IJKL



Strip BCRS



Strip DETU



الشرائح الأفقية

Stirp	Nane	P_u (KN)	B (m)	Mid. Load	$q_{av.\ mod.}$	B. $q_{av.\ mod.}$	Load f.	$P_{u\ mod.}$ (KN)
AHIJ	C5	2467	2.80	20801.08	301.378	843.857	0.866	2137.5
	C1	2892						2505.7
	C2	2835						2455.9
	S.W	3803						3294.9
	S.W	3817						3306.3
	C3	2835						2456.2
	C4	2893						2506.1
	C6	2469						2138.5
IJKL	C7	2484	4.95	28558.42	234.052	1158.557	1.093	2715.6
	C8	2838						3102.3
	C9+S.W	4911						5369.4
	C10+S.W	5652						6178.6
	C11+S.W	4914						5372.1
	C12	2838						3102.6
	C13	2486						2717.9
KLMN	C15	2451	4.00	21417.18	217.213	868.851	1.200	2940.1
	C16	2460						2951.1
	C17	2385						2860.8
	C18-C14	3259						3909.7
	C19	2387						2863.8
	C20	2461						2952.6
	C21	2450						2939.2
MNOP	S.W	6410	4.00	26290.35	266.636	1066.546	0.953	6107.4
	C22	2292						2183.7
	C23+S.W	4160						3963.8
	C24	1413						1346.5
	C25+S.W	4544						4329.7
	C26	2319						2209.9
	S.W	6454						6149.5
OPQX	C28	1434	2.10	13917.42	268.858	564.601	0.947	1358.0
	C29	1670						1580.9
	C30+S.W	3868						3662.1
	C31+S.W	4268						4040.2
	C32	1907						1805.5
	C33	1554						1470.8

الشرانح الرأسية

Stirp	Nane	P_u (KN)	B (m)	Mid. Load	$q_{av.\ mod.}$	B. $q_{av.\ mod.}$	Load f.	$P_{u\ mod.}$ (KN)
ABQR	C3	2835	2.70	13948.83	289.425	781.447	0.893	2532.8
	C7	2484						2219.0
	C15	2451						2189.3
	S.W	6410						5726.3
	C28	1434						1281.4
BCRS	C1	2892	4.70	16613.81	198.031	930.746	1.367	3954.5
	C8	2838						3879.6
	C16	2460						3363.2
	C22	2292						3133.5
	C29	1670						2283.0
CDST	C2	2835	3.425	16133.83	263.900	903.856	0.962	2726.1
	C9	3200						3077.4
	C17	2385						2293.2
	C23	2363						2272.7
	S.W	3956						3804.4
	C30	2038						1960.1
DETU	S.W	7620	3.00	18673.00	348.702	1046.106	0.785	5983.4
	S.W	6862						5388.3
	C10	2220						1743.5
	C14	1722						1351.9
	C18	1537						1207.1
	C24	2385						1872.5
	C27	1434						1126.3
EFUV	C3	2835	3.425	16239.09	265.621	909.753	0.960	2723.2
	C11	3203						3076.1
	C19	2387						2292.8
	C25	2385						2290.4
	S.W	4024						3864.7
	C31	2074						1991.9
FGVW	C4	2893	4.70	13968.17	230.156	782.530	1.125	3253.9
	C12	2838						3192.1
	C20	2461						2768.3
	C26	2319						2608.8
	C32	1907						2145.1
GHWX	C6	2469	2.70	1.006	1.006	1.006	1.006	2484.2
	C13	2486						2501.9
	C21	2450						2465.6
	S.W	6454						6495.4
	C33	1554						1563.4

⑤ تحديد سماكة الأساس الحصيري والتحقق من مقاومتة للأختراق :

يتم تحديد سماكة الأساس بحيث تكون كافية لمقاومة الاختراق , وهنا تم توضيح أكثر المناطق حرجاً في الأساس الحصيري للكتلة :

Check punching shear at edge Coloumn with 2892.9KN (C4):

b_o= (0.75+0.2+d/2)+(0.75+0.2+d/2)+(0.3+d) = 2.2+2d

assume $V_u = P_u$ = (0.85/3)x($28^{0.5}$ (2.2+2d) d)

= (0.85/3)x(11.64+10.583d) d)

= (0.85/3)x(11.64d+10.583d^2)

= 3.298d+2.9985d^2

= 6.2965d^2

d=0.677m

Check punching shear at interior Coloumn with 2220.5KN(C10):

b_o= 2x(0.5+d)+2x(0.3+d) = 1.6+4d

assume $V_u = P_u$ = (0.85/3)x($28^{0.5}$ (1.6+4d) d)

= (0.85/3)x(8.4664+21.166d) d)

= (0.85/3)x(8.4664d+21.166d^2)

= 2.3988d+5.997d^2

= 6.1469d^2

d=0.514m

Check punching shear at interior Coloumn with 2838.0KN(C12):

b_o= 2x(0.75+d)+2x(0.3+d) = 2.1+4d

assume $V_u = P_u$ = (0.85/3)x($28^{0.5}$ (2.1+4d) d)

= (0.85/3)x(11.11+21.166d) d)

= (0.85/3)x(11.11d+21.166d^2)

= 3.148d+5.997d^2

= 9.145d^2

d=0.557m

Check punching shear at edge shear wall with 3791.6KN ($S.W7_R$):

b_o= (2.6+0.2+d/2)+(2.6+0.2+d/2)+(0.25+d) = 5.85+2d

assume $V_u = P_u$ = (0.85/3)x($28^{0.5}$ (5.85+2d) d)

= (0.85/3)x(30.955+10.583d) d)

= (0.85/3)x(30.955d+10.583d^2)

= 8.77d+2.9985d^2

= 11.7685d^2

d=0.567m

h = 0.677+0.05+(0.022/2) = 0.738m Use h = 0.80m

d = 0.80 – 0.05 – (0.025/2) = 0.7375m

⑥ تسليح الأساس الحصيري:

يسلح الأساس الحصيري وفقاً للعزوم في كل شريحة وهذا نموذج لتسليح الشريحة AHIJ :

◈ Maximum positive moment = +1977.8kN.m

M = 1977.8/2.8 = 706.36kN.m/m

Ru= $706.36 \times 10^6 / (1000 \times 737.5^2) = 1.2987$

ρ = 0.0035

As = $0.0035 \times 1000 \times 737.5 = 2615.7 mm^2$ Use 6Ø25mm/m

◈ Maximum negative moment = -1487kN.m

M = 1487/2.8 = 531.07kN.m/m

Ru= $531.07 \times 10^6 / (1000 \times 737.5^2) = 0.9764$

ρ = 0.0033

As = $0.0033 \times 1000 \times 737.5 = 2458.3 mm^2$ Use 6Ø25mm/m

Stirp	M_u (KN)	B (m)	R_u	ρ	As (mm^2)	Bars /m
AHIJ	+1978	2.80	1.2988	0.0035	2615.9	6 Ø 25
	-1487		0.9764	0.0033	2458.3	6 Ø 25
IJKL	+2412	4.95	0.8959	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-1755		0.6519	0.0033	2458.3	6 Ø 25
KLMN	+2517	4.00	1.1569	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-1858		0.854	0.0033	2458.3	6 Ø 25
MNOP	+2493	4.00	1.1459	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-1789		0.8223	0.0033	2458.3	6 Ø 25
OPQX	+1811	2.10	1.5855	0.0044	3217.3	7 Ø 25
	-1758		1.1863	0.0033	2458.3	7 Ø 25
ABQR	+1325	2.70	0.9023	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-1257		0.8559	0.0033	2458.3	6 Ø 25
BCRS	+2447	4.70	0.9572	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-3161		1.2365	0.0034	2486.5	6 Ø 25
CDST	+1954	3.425	1.0489	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-1358		0.729	0.0033	2458.3	6 Ø 25
DETU	+1013	3.00	0.6208	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-1556		0.9536	0.0033	2458.3	6 Ø 25
EFUV	+1998	3.425	1.0725	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-1384		0.7429	0.0033	2458.3	6 Ø 25
FGVW	+2498	4.70	0.9772	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-3201		1.2522	0.0034	2519	6 Ø 25
GHWX	+1402	2.70	0.9547	0.0033	2458.3	6 Ø 25
	-1287		0.8764	0.0033	2458.3	6 Ø 25

الموضوع	الصفحة
الباب الأول : تعريف بالمشروع	5
الباب الثاني : أمثلة تصميمية	8
المثال (1) : تصميم البلاطات	9
المثال (2) : توزيع الأحمال	12
المثال (3) : التصميم الأولي للجسور	16
المثال (4) : التصميم الأولي للأعمدة	18
المثال (5) : إيجاد مركز الكتلة	19
المثال (6) : إيجاد مركز الجساءة	20
المثال (7) : إيجاد المعاملات الزلزالية	22
المثال (8) : حساب الفترة الأساسية لاهتزاز المنشأ	23
المثال (9) : حساب القص القاعدي التصميمي	24
المثال (10) : حساب القوة المركزة Ft	25
المثال (11) : حساب قوى القص القاعدي	26
المثال (12) : التأكد من مقاومة الإنقلاب	27
المثال (13) : حساب الازاحة الأفقية	28
المثال (14) : حساب عزم اللي	30
المثال (15) : توزيع القوى الطابقية والعزوم الأفقية للأعمدة والجدران للدور الواحد	31
المثال (16) : توزيع القوى والعزوم على كل الأعمدة والجدران	33
المثال (17) : تصميم الجسور	34
المثال (18) : تصميم الأعمدة	51
المثال (19) : حساب أطوال الارتباط	67
المثال (20) : تصميم جدران القص	70
المثال (21) : تصميم السلالم	75
المثال (22) : تصميم الأساسات	80