

إعداد نوتة حسابية والتصميم

لعمارة سكنية مكونة من (١٣) طابقاً

تحت تأثير الأحمال الرأسية

وأحمال الزلازل باستخدام " طريقة طيف التجاوب المبسطة "

(Simplified Modal Response Spectrum Method)

باستخدام الحسابات اليدوية وبرنامج التحليل الإنشائي (SAP 2000)

تصميم الأساسات - لبشة خرسانية مسلحة (R. C. Raft)

ملحق : مساعدات تصميم + جداول

إعداد

المهندس الإنشائي / أحمد عبد الحميد العيسوي

نسألكم الدعاء

DESIGN DATA :

$$f_{cu} = \underline{250} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{After 28 days})$$

$$f_{sy} = \underline{3600} \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Steel 36/52})$$

$$\text{Flooring Cover} = \underline{150} \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Live Load} = \underline{200} \text{ kg/m}^2 \quad (\text{سكنى})$$

$$= \underline{300} \text{ kg/m}^2 \quad (\text{سلالم - تراسات})$$

WALLS :

$$\text{Wt. of Bricks} = \underline{1400} \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Wt. of Mortar} = \underline{2000} \text{ kg/m}^3 \quad (\text{TWO sides , 2 cm each})$$

وجهان من المحارة - سمك كل منهما حوالى ٢ سم

$$\text{Number of Floors} = \underline{13} \quad (\text{Basement + Ground + 11 Typical Floors})$$

(بدروم + أرضى + ١١ دور متكرر)

$$\text{Height of Basement Floor} = \underline{3.50} \text{ m}$$

$$\text{Height of Other Floors} = \underline{3.00} \text{ m}$$

Residential Building in Cairo

مبنى سكنى - محافظة القاهرة

Moderate (Medium) Density of Soil

تربة التأسيس متوسطة الكثافة

منسوب التأسيس على عمق ٤.٥٠ متر من منسوب الشارع (الصفير المعمارى) .

منسوب الدور الأرضى على ارتفاع ١.٠٠ متر من منسوب الشارع (الصفير المعمارى) .

$$\text{Net Bearing Capacity of Soil} = \underline{17} \text{ t/m}^2 \quad (\text{At Foundation Level})$$

إجهاد تحمل التربة الصافى عند منسوب التأسيس (أعلى طبقة الإحلال)

For "Working Stress Design Method" :

$$f_{co} = \underline{60} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \underline{2000} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \underline{90} \text{ kg/cm}^2$$

$$q_c = \underline{7} \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{max} = \underline{19} \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = \quad A_s' / A_s = \underline{0.0} \quad (\text{for Slabs} < 18 \text{ cm})$$

$$= \underline{0.2} \quad (\text{for Beams \& Slabs} \geq 18 \text{ cm})$$

ملحوظة مهمة :

لتفادي حدوث أخطاء في الحسابات ، وأيضاً تفادي تراكم الأخطاء يفضل دائماً استخدام الأحمال والقوى من البداية كأحمال تشغيلية (Working) وعدم تحويلها إلى أحمال حالات الحدود (Ultimate) إلا عند تصميم القطاعات بعد إيجاد القوى الداخلية في العناصر .

Basic Calculations :

WALLS :

12 cm thickness :

وزن المتر المسطح للحوائط سمك نصف طوبة بالبياض

$$\gamma_w = 0.12 \times 1400 + 0.02 (2000) \cdot (2) \approx \underline{250} \text{ kg/m}^2$$

25 cm thickness :

وزن المتر المسطح للحوائط سمك طوبة بالبياض

$$\gamma_w = 0.25 \times 1400 + 0.02 (2000) \cdot (2) = \underline{430} \text{ kg/m}^2$$

ولحساب وزن المتر الطولي من الحائط لا بد من معرفة صافي ارتفاع الحائط (hw) .

$$hw = h (\text{floor}) - t (\text{beam}) \quad \leftarrow \text{الحائط محمول بواسطة كمره}$$

أو

$$hw = h (\text{floor}) - ts \quad \leftarrow \text{الحائط محمول على البلاطة مباشرة بدون كمره أسفل}$$

For Beams with t = 70 cm , Floor Height = 3.00m :

$$W_w (12 \text{ cm}) = 0.25 (3.00 - 0.70) \approx \underline{0.60} \text{ t/m'}$$

$$W_w (25 \text{ cm}) = 0.43 (3.00 - 0.70) \approx \underline{1.00} \text{ t/m'}$$

For Terrace (Cantilever Slab) :

يفضل دائماً أن تكون الدروة الطرفية (Parapet) لبلاطة البلكونة (التراس) من الخرسانة المسلحة بدلاً من المبانى ، وذلك بسبب حدوث شروخ دائماً بين الدروة المبانى والبلاطة المسلحة .

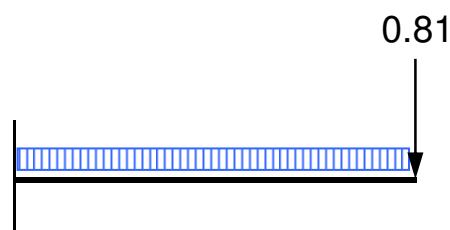
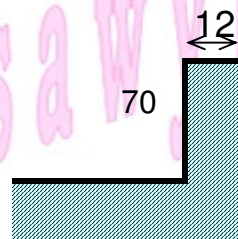
$$w_1 = 0.12 \times 0.70 \times 2.5 = \underline{0.21} \text{ t/m'}$$

وللأمان : يتم إضافة حمل عند طرف الكابولي فوق الدروة المسلحة ، وذلك تحسباً

للقيام مستقبلاً ببناء حائط مبانى سمك نصف طوبة لضم مساحة البلكونة إلى الغرفة

$$w_2 = 0.25 (3.00 - 0.70) \approx \underline{0.60} \text{ t/m'} \rightarrow (\text{كما سبق})$$

$$w (\text{edge}) = 0.21 + 0.60 = \underline{0.81} \text{ t/m'}$$






خطوات الحل Steps of Solution

في البداية يتم فرض النظام الإنشائي (Statical System) للدور المتكرر . ويتم اختيار نوع البلاطات سواء كانت مصمتة (Solid) أو ذات اعصاب (Hollow Block) أو لا كمرية (Flat) ، وكذلك اختيار أماكن الكمرات حسب البحور والمتطلبات المعمارية مع مراعاة الأمان وعدم تركيز الإجهادات .

ويمكن أيضاً عمل بعض التعديلات بالنظام الإنشائي يستلزمها تعديلات بالرسم المعماري كتغيير اتجاه عمود مثلاً أو إلغاء عمود ووضع آخر بدلاً منه بمكان آخر أو زيادة طول عمود ليلتقط كمرية تؤثر برده فعل كبير (إجهاد قص عالٍ) على كمرية أخرى . . وهكذا .

أولاً: حل البلاطات :

يتم حل البلاطات (ذات اتجاه واحد - ذات اتجاهين - كابولية) تحت تأثير الأحمال الرأسية للدور . ويفضل فرض التخانات (ts) بحيث تحقق القيم التالية (لعدم الاحتياج لحسابات الترخيم) :

				
One-Way Slab	$ts =$	$\frac{Ls}{25}$	$\frac{Ls}{30}$	$\frac{Ls}{35}$
Two-Way Slab	$ts =$	$\frac{Ls}{35}$	$\frac{Ls}{40}$	$\frac{Ls}{45}$

Cantilever Slab $ts = Lc / (10 \rightarrow 12)$

ويجب أخذ الاعتبارات الآتية في الحسبان :

في حالة وجود بلاطة كابولية وخلفها بلاطة مصمتة نحسب أولاً تخانة البلاطة الكابولية ، وتؤخذ تخانة البلاطة خلفها مساوية لتخانة الكابولي (قد تزيد طبقاً لأبعاد البلاطة) .

لا تفضل زيادة الفرق بين تخانتى البلاطتين (الكابولية والمصمتة خلفها) عن ٢ سم ، كي لا يكون هناك فرق كبير في الجساءة بينهما يمكن أن يسبب عزوم التواء (Torsion) على الكمرية بينهما .

لا بد لأى بلاطة كابولية من إجراء حسابات الترخيم (Deflection) حتى ولو تم افتراض تخانتها طبقاً لمتطلبات الكود وعدم الحاجة لإجراء حسابات الترخيم .

يفضل أن تصمم جميع البلاطات المصمتة على أنها بسيطة الارتكاز فى أى اتجاه (Simple) وإهمال استمراريتها (Continuity) من أى طرف . أى يتم تصميمها على عزم انحناء موجب مقداره $(w L^2/8)$ ثم يتم رص أسياخ التسليح السفلى بالتساوى : نصفه عدل ونصفه مكسح .

وبالتالى فإن البلاطة هكذا تتحمل (بسبب وجود الحديد العلوى المكسح من الجهتين) عزوم انحناء سالبة فوق الركائز (الكمرات) . وإذا حدثت شروخ أو انهيار للقطاع الخرسانى للبلاطة عند الركائز (الكمرات) فإن عزم الانحناء السالب للبلاطة يصبح صفراً عند الركائز ، وترجع البلاطة بسيطة الارتكاز كما تم تصميمها .

يجب للبلاطات المصمتة ذات الاتجاهين حساب معاملى توزيع الأحمال من معادلتى الكود المصرى إذا كان الحمل الحى على البلاطة أقل من ٥٠٠ كجم/م^٢ ، وحسابهما من معادلتى جراسوف (Grashoff) إذا كان الحمل الحى أكبر من أو يساوى ٥٠٠ كجم/م^٢ .

$$r = \frac{L}{L_s}$$

$$\alpha = 0.5 r - 0.15$$

$$\beta = 0.35 / r^2$$

α (فى اتجاه البحر الصغير)

β (فى اتجاه البحر الكبير)

$$\alpha = r^4 / (1 + r^4)$$

$$\beta = 1 / (1 + r^4) = 1 - \alpha$$

حيث طبقاً للكوود المصرى :

وطبقاً لمعادلتى جراسوف :

بالنسبة لبلاطات الحمامات ودورات المياه فيراعى تهيبط منسوبها بمقدار لا يقل عن ١٠ سم ، وذلك لوضع مواسير الصرف ومادة العزل تحت بلاط الأرضية . وفى هذه الحالة يجب زيادة حمل (F. C) بمقدار ردم ١٠ سم رمل (حوالى ١٥٠ كجم/م^٢) . ويفضل ألا يقل قطر التسليح الرئيسى لبلاطات الحمامات عن ١٢ مم لأن هذه المناطق معرضة باستمرار للمياه والرطوبة وتتابع البلل والجفاف مما يؤدي إلى زيادة احتمالات حدوث صدأ وتآكل لحديد التسليح .

فى حالة وجود حائط مبانى يرتكز مباشرة على البلاطة دون وجود كمره حاملة له أسفله ، يتم حساب وزن الحائط وإضافته كحمل موزع (t/m²) على البلاطة ، ثم حساب تسليح البلاطة ووضع عدد ٣ أو ٤ أسياخ بقطر ١٢ أو ١٦ مم تسمى " فواتير" وتوضع تحت مكان الحائط مع تسليح البلاطة .

وهناك بعض المصممين يفضلون (للأمان) ضرب وزن الحائط فى (١.٥٠) وإضافته كحمل موزع على البلاطة ، مع إضافة الفواتير أيضاً .

ويمكن تمثيل حل البلاطات ذات الاتجاهين فى جدول كالاتى لسهولة وتنظيم الحل :

فى حالة التصميم بطريقة أحمال التشغيل (Working)

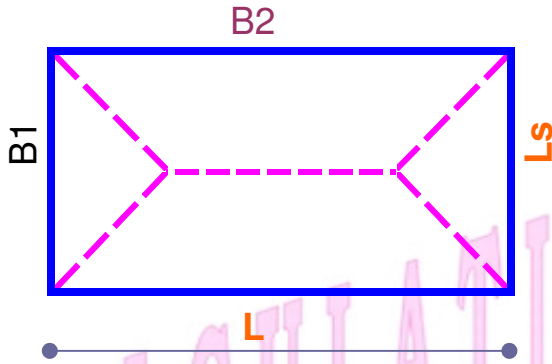
No.	L	Ls	r	ts	FC	LL	wall	ws	α	β	M α	fc	k2	Rft./m'	M β	fc	k2	Rft./m'
S1																		
S2																		
S3																		
⋮																		

وفى حالة التصميم بطريقة أحمال حالات الحدود (Ultimate)

No.	L	Ls	r	ts	FC	LL	wall	wsu	α	β	M α	C1	J	Rft./m'	M β	C1	J	Rft./m'
S1																		
S2																		
S3																		
⋮																		

ويمكن إضافة جدول آخر بجوار أى من الجدولين السابقين لتصميم البلاطات يمثل توزيع أحمال البلاطة على الكمرات المحيطة بالبلاطة . وهذه الأحمال هى (الحمل المكافئ للقص - الحمل المكافئ للعزوم) حيث يتم تحويل شكل الحمل من شبه منحرف أو مثلث إلى حمل منتظم (Uniform) موزع على الكمره مما يؤدي بالطبع إلى سهولة أكبر بكثير فى حساب قوى القص وعزوم الانحناء .

Loads on Supporting Beams



Shear		Moment	
Long	Short	Long	Short
S1			
S2			
S3			
...			

← ويتم حساب معاملات التحويل إلى شكل الحمل المنتظم كما يلي :

Beam (B1) : الحمل هنا بشكل مثلث ، وقيم معاملاته معروفة

$$\text{Coefficient for Shear} \equiv C_a \equiv \beta = \underline{0.50}$$

$$\text{Coefficient for Moment} \equiv C_e \equiv \alpha = \underline{0.67}$$

Beam (B2) : الحمل هنا بشكل شبه منحرف ، وقيم معاملاته تحسب من المعادلتين :

$$\text{Coefficient for Shear} = 1 - 1 / (2 r)$$

$$\text{Coefficient for Moment} = 1 - 1 / (3 r^2) \quad (r = L / L_s)$$

وسواءً كان الحمل بشكل مثلث أو شبه منحرف ، فإن :

$$\text{Load for Shear} = C_a \cdot (L_s / 2) \cdot w_s \quad t/m'$$

$$\text{Load for Moment} = C_e \cdot (L_s / 2) \cdot w_s \quad t/m'$$

← لاحظ أن الحمل المثلث هو حالة خاصة من شبه المنحرف عندما $r = 1$

ويمكن للبلطات الكابولية عمل جدول كما سبق

في حالة التصميم بطريقة أحمال التشغيل (Working)

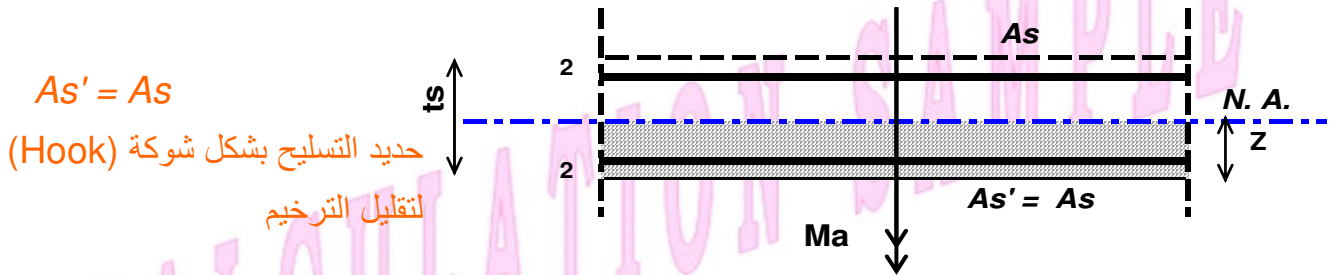
No.	L	ts	FC	LL	Edge Load	ws	M	fc	k2	Rft./m'
SC1										
SC2										
...										

وفي حالة التصميم بطريقة أحمال حالات الحدود (Ultimate)

No.	L	ts	FC	LL	Edge Load	wsu	Mu	C1	J	Rft./m'
SC1										
SC2										
...										

كيفية حساب الترخيم لكابولي معرض لعزم انحناء :

← يجب مراعاة أن حسابات الترخيم تكون فقط باستخدام الأحمال التشغيلية (Working) .



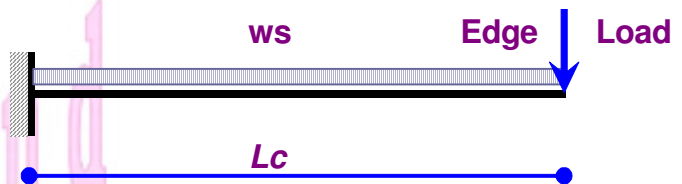
Stage (1) : Uncracked Section : (Neglecting Rft.)

$$I (g) = 100 \cdot ts^3 / 12 \quad cm^4$$

$$f (ctr) = 0.75 (fcu)^{2/3} \quad kg / cm^2$$

$$Yt = ts / 2 \quad cm$$

$$Mcr = f (ctr) \cdot I (g) / Yt$$



Stage (2) : Cracked Section : (n = Es / Ec = 10)

نعتبر النسبة (n) عند حساب التشكلات مساوية القيمة (١٠) طبقاً للبند (٥-٣-١-٤-ب) بالكود المصرى
 ← نحسب العزم الأول للمساحة حول محور التعادل (Neutral axis) ونساويه بالصفر

$$S_{nv} = 0.0$$

عزم مساحة الضغط = عزم مساحة الشد

$$\rightarrow 100 Z^2/2 + n \cdot As' \cdot (Z - 2) = n \cdot As \cdot (d - Z) \quad \rightarrow Z = \dots cm$$

$$I (cr) = 100 Z^3/3 + n \cdot As' \cdot (Z - 2)^2 + n \cdot As \cdot (d - Z)^2 \quad cm^4$$

$$K = (Mcr/Ma)^3 \quad (Ma = \text{Applied Moment})$$

$$I (e) = K \cdot Ig + (1 - K) \cdot I cr \quad cm^4 \quad (\text{Effective Inertia})$$

[Note : $Icr < Ie < Ig$]

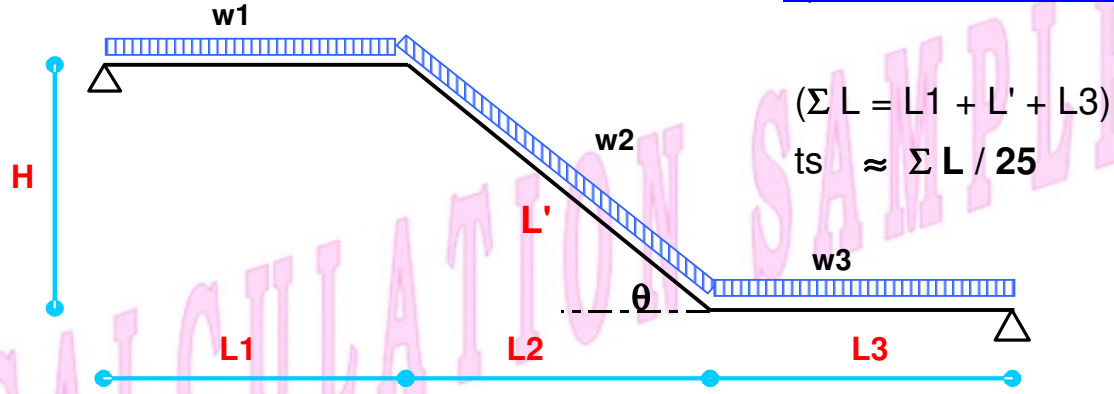
$$Ec = 14000 (fcu)^{1/2} \quad kg / cm^2$$

$$Ec Ie = \dots \quad kg \cdot cm^2$$

$$\Delta (all.) = Lc / 450 \quad cm$$

$$\Delta (act.) = (w L^4/8 + P L^3/3) / EI \leq \Delta (all.) \quad (\text{SAFE})$$

حل بلاطة السلم:



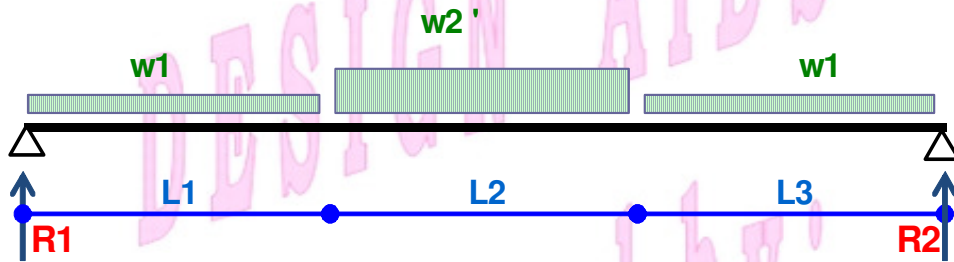
$$w1 = w3 = ts \cdot \gamma_{RC} + F. C. + L. L. \quad t/m^2$$

$$w2 = (ts + 0.07) \cdot \gamma_{RC} + F. C. + L. L. \cos \theta \quad t/m^2$$

Simplifying :

$$w2' = [(ts + 0.07) \cdot \gamma_{RC} + F. C.] / \cos \theta + L. L. \quad t/m^2$$

لسهولة الحسابات يتم تحويل شكل الكمرية إلى كمرية أفقية ، التي هي بدورها أسهل كثيراً في حساب ردود الأفعال وعزوم الانحناء عن الشكل الحقيقي .



ولإجراء حسابات الترخيم (Deflection) يراعى استخدام إحدى الطريقتين :

الأولى :

يتم حساب الترخيم من رد الفعل المرن (Elastic Reaction) حيث تتم معاملة منحنى عزم الانحناء (B.M.D^m) والمساحة أسفله على أنه حمل ، ونحسب له عزم الانحناء عند منطقة أقصى ترخيم (أقصى عزم) ، كما هو متبع بخطوات طريقة حل الكمرات الغير محددة استاتيكيًا ، والمعروفة باسم (Conjugate Beam Method)

$$\Delta = (B. M. \text{ of } B. M.) / E I$$

الثانية :

عمل تجميع لشكلين معروف قيمة الترخيم لهما ، ويمكن إيجاد معادلات حسابهما بسهولة من كتاب (د/ شاكر البحيري) مثلاً أو أى مرجع آخر . والشكلان كما يلي :



في حالة وجود بلاطة لا كمرية (Flat Slab) :

في حالة وجود بلاطة لا كمرية (Flat Slab) بجزء من السقف يتم حساب حمل البلاطة ، وحساب كل من عزم الانحناء الموجب والسالب لها بطريقة تقريبية آمنة .

Approximately :

$$M (+ve) \approx w_s \cdot L_{av}^2 / 10$$

$$M (-ve) \approx w_s \cdot L_{av}^2 / 8$$

Use Mesh 7 # 12 / m'
(Top & Bottom)

مثلاً

شبكة سفلية وعلوية

← وبعد حل المنشأ طبقاً لأحمال الزلازل ، تنتج بالطبع عزوم انحناء من الزلازل على البلاطة اللاكمرية نتيجة اتصالها مباشرةً بالأعمدة .

Due to Earthquake :

$$\max. M (+) = \dots \leq M (+ve) \quad \underline{OK} \quad \text{عند وجه العمود (الركيزة)}$$

$$\max. M (-) = \dots \quad \text{فوق العمود (الركيزة)}$$

$$M (\text{Design}) = M (-ve) + M (-) EQ$$

← وبالطبع سنحتاج إلى مساحة حديد تسليح أكبر من الشبكة الموضوعة بسبب زيادة العزم السالب ، وذلك بافتراض أن تخانة البلاطة تتحمل بأمان العزم السالب الكلي ، أو سنضطر لزيادة تخانة البلاطة .

$$\Delta (As) = As (\text{req.}) - (7 \# 12 / m') \rightarrow \text{Use Additional Top Rft.}$$

$$\underline{\text{Mesh } 4 \# 16 / m'}$$

مثلاً

شبكة إضافية علوية فوق أماكن الأعمدة

ثانياً: حل الكمرات :

لفرض قيم تخانة (سقوط) معقولة للكمرات لا يقل العمق عن :

$L / (12 \rightarrow 14)$

للكمرات المستمرة

$L / 10$

للكمرات البسيطة

$L / 5$

للكمرات الكابولية

ولا يقل عمق الكمرة الحاملة عن عمق الكمرة المحمولة عليها ، إلا في حالة واحدة فقط قد يحدث بها ذلك وهي أن تكون الكمرة الحاملة ساقطة والكمرة المحمولة مقلوبة .

ويفضل ألا يقل عمق أى كمرة عن ٤٠ أو ٥٠ سم .

يفضل للسقف الواحد توحيد عمق جميع الكمرات بقدر الإمكان . ويمكن فرض العمق ٧٠ سم للتعتيب مباشرةً على الفتحات (الأبواب والشبابيك) بدلاً من وضع عتب مسلح فوق هذه الفتحات واستكمال بناء الطوب فوق العتب حتى الوصول للكمرات .

وهذه الزيادة في عمق الكمرات تسبب زيادة قليلة في مكعبات (كميات / حجم) الخرسانة المسلحة ، ولكن نجد أنها توفر كمية ملموسة من حديد التسليح (وهو الأكثر تكلفة من الخرسانة) ، وذلك بالإضافة إلى أن الكمرات تكون ذات قوة وجساءة معقولة .

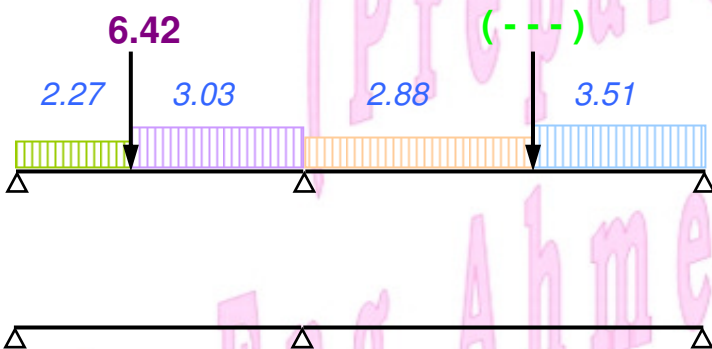
يتم فرض عرض الكمرة عادةً بقيمة (١٢ سم) أو (٢٥ سم) حسب عرض حائط المبنى . وقد يكون الحائط بسمك نصف طوبة (١٢ سم) ولكن نستخدم كمرة بعرض ٢٥ سم حسب أحمال و بحر الكمرة . وقد نلجأ لزيادة عرض الكمرة إلى قيم أكبر من ذلك (٣٠ أو ٤٠ سم مثلاً) .

يتم ترقيم الكمرات على رسم النظام الإنشائي (Statical System) للسقف . ويفضل بداية الترقيم أفقياً من الشمال إلى اليمين حتى نرقم كل الكمرات الأفقية ، ثم نرقم الكمرات الرأسية . وهذه الطريقة جيدة لأننا نستطيع تحديد مكان الكمرة المطلوبة بسهولة وسرعة على الرسم تبعاً لرقمها .

في حالة حل كمرة ما (وليكن اسمها b5 مثلاً) نجد أن عليها حمل مركز ناتج من رد فعل كمرة أخرى (ولتكن b17 مثلاً) ، وبالتالي لا بد من حل الكمرة (b17) أولاً قبل حل الكمرة (b5) .

لذلك في ترتيب الحل نضع الأحمال على الكمرة (b5) ونترك مكان رد فعل الكمرة (b17) فارغاً .

b5 : (25 × 70)

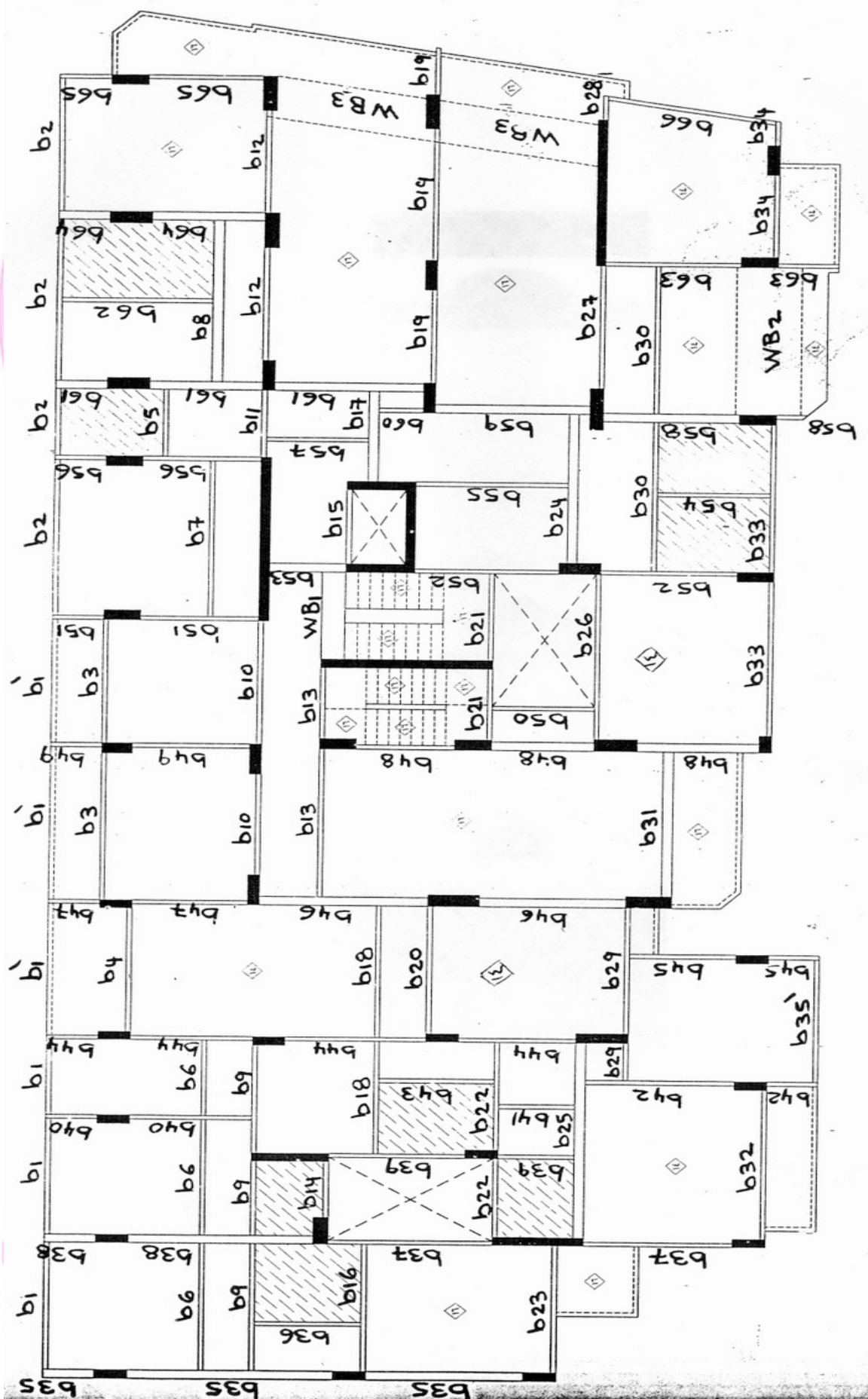


كما نرسم شكل الكمرة فارغاً ، ونكمل حل باقي الكمرات بالترتيب ، وبعد حل الكمرة رقم (b17) نرجع للكمرة (b5) ونضع عليها رد الفعل (R b17) ، ثم نرسم شكل عزم الانحناء (B.M.D^m) على شكل الكمرة الذي تركناه فارغاً .

← وهناك بعض المصممين يفضلون الحل بطريقة أخرى حيث تكون بداية ترقيم الكمرات من كمرة بسيطة (b1) يمكن حلها مباشرةً ، وترتكز على كمرة أخرى (b2) يتم حلها ، والتي ترتكز بدورها على كمرة (b3) . . . وهكذا .

← ويمكن على سبيل المثال ترقيم الكمرات كما اقترحنا على رسم سقف الدور المتكرر كما بالشكل :

مثال توضيحي



كيفية حل الكمرات :

يتم حل الكمرات يدوياً بأى طريقة من الطرق الإنشائية المعروفة ، مثل :

(3M Equation, Moment Distribution, Slope Deflection, Virtual Work . . . etc.)

أو عن طريق استخدام برامج الكمبيوتر المختلفة .

يتكون حمل الكمرة من :

$$\text{Own Weight} = b \cdot t \cdot \gamma_{RC} \quad t / m'$$

كما سبق حسابه

(ذات اتجاه واحد - ذات اتجاهين - كابولية)

أولاً : وزن الكمرة

ثانياً : حمل الحائط

ثالثاً : حمل البلاطة

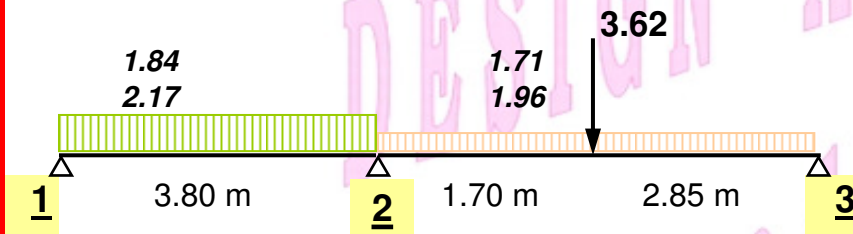
← ويراعى فى حالة البلاطة ذات الاتجاهين حساب الحمل المكافئ للقص والحمل المكافئ للعزوم :

يستخدم الحمل المكافئ للقص (Load for Shear) فى حساب ردود أفعال ركائز الكمرة ، وبالتالي حساب قوى القص على الكمرة أو حمل الكمرة على العمود أو رد فعل الكمرة على كمرة أخرى .

يستخدم الحمل المكافئ للعزوم (Load for Moment) فقط لرسم شكل عزم الانحناء (B.M.D^m) على الكمرة . ويمكن فى حالة منشأ صغير (فيلا سكنية أو عمارة من ٣ أو ٤ أدوار) أن يستخدم الحمل المكافئ للعزوم بدلاً عن الحمل المكافئ للقص ، وذلك للسهولة وحساب حمل واحد فقط .

وقد تم حساب هذين الحملين سابقاً (للحمل بشكل المثلث وشكل شبه المنحرف)

Example :



← سنقوم بحل الكمرة باستخدام طريقة (Moment Distribution)

$$(D.F)_{21} = 0.545$$

$$(D.F)_{23} = 1 - (D.F)_{21} = 0.455$$

Solving for Shearing Force : (use load for shear)

$$M_{21} = (FEM)_{21} + 0.5 (FEM)_{12} = 3.32 \text{ mt}$$

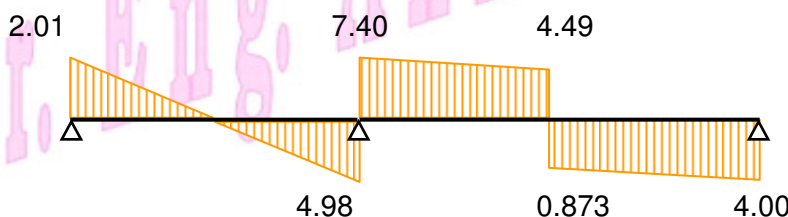
$$M_{23} = (FEM)_{23} + 0.5 (FEM)_{32} = 7.56 \text{ mt}$$

$$\therefore M_2 = 3.32 + (7.56 - 3.32) (0.545)$$

$$= 5.63 \text{ mt}$$

OR

$$M_2 = 7.56 - (7.56 - 3.32) (0.455)$$



S. F. D^m

Solving for Bending Moment : (use load for moment)

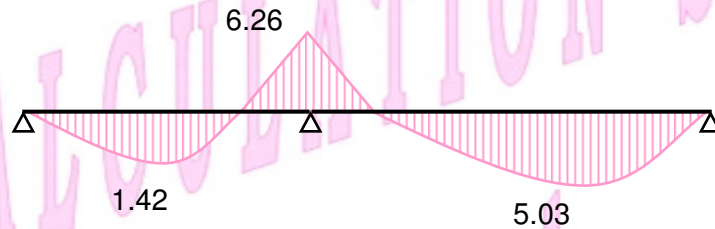
$$M_{21} = 3.92 \text{ mt}$$

$$M_{23} = 8.21 \text{ mt}$$

$$\therefore M_2 = 3.92 + (8.21 - 3.92) (0.545) = 6.26 \text{ mt}$$

OR

$$M_2 = 8.21 - (8.21 - 3.92) (0.455)$$



B. M. D^m

DESIGN: Beam Section (12 x 70)

Working

$$(f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2, \alpha = 0.2)$$

$$66 = k_1 \sqrt{\frac{6.26 \times 10^5}{12}}$$

$$k_1 = 0.29 \quad f_c = 72 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$k_2 = 1770$$

$$A_s = 5.36 \text{ cm}^2$$

Ultimate

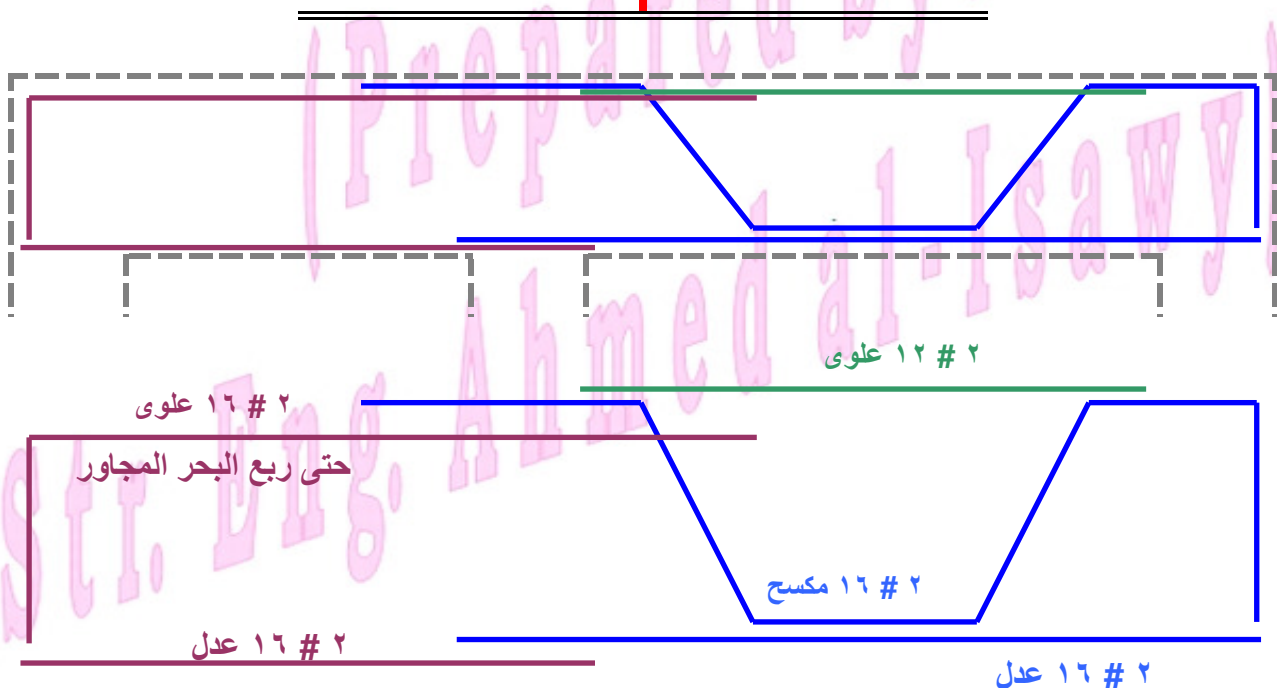
$$M_u = 1.5 \times 6.26 = 9.39 \text{ mt}$$

$$66 = c_1 \sqrt{\frac{9.39 \times 10^5}{250 \times 12}}$$

$$c_1 = 3.73 \quad c/d < 0.44 \quad (\text{OK})$$

$$J = 0.792$$

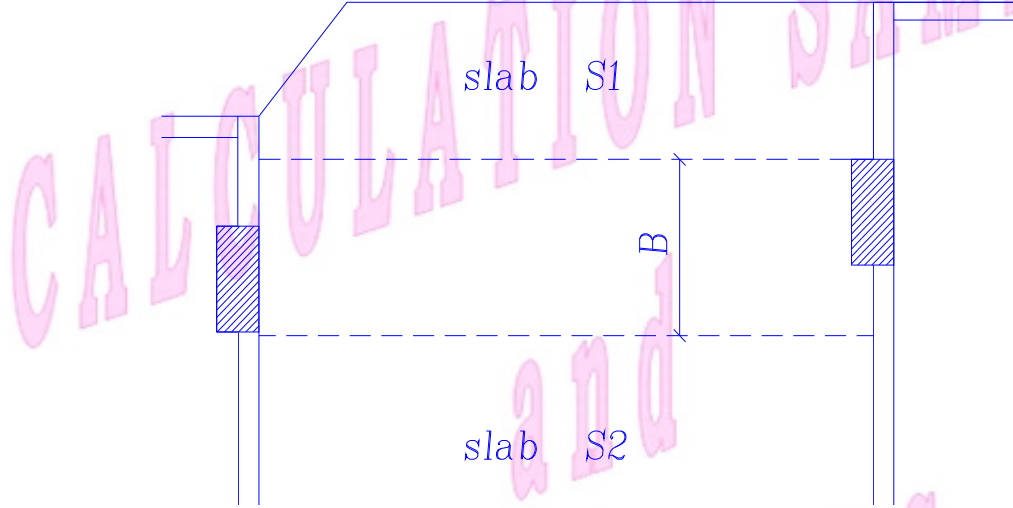
$$A_s = 4.99 \text{ cm}^2$$



في حالة الكمرات العريضة (Wide Beam) :

تسمى هذه الكمرات ايضاً بالكمرات المدفونة (Hidden Beam) .

يتم حساب أحمال الكمرات المدفونة بطريقة مختلفة قليلاً عن الكمرة العادية (الساقطة أو المقلوبة) حيث يؤخذ عرض الكمرة المدفونة في الاعتبار عند حساب الحمل الناتج من (F. C) ومن (L. L) .

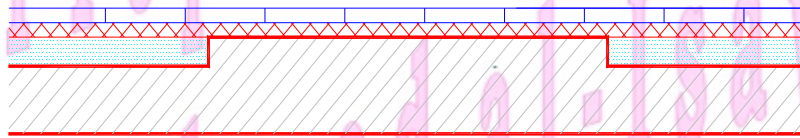


$$w = o. wt. + \text{load from slab (S1)} + \text{load from slab (S2)} + (F. C + L. L) \times (B)$$

إذا وُجد عند تصميم قطاع الكمرة المدفونة أن العمق غير كافٍ لمقاومة عزم الانحناء ، ونحتاج إلى زيادته مع عدم السماح بسقوط جزء من الكمرة ، فيمكننا جعل الكمرة مقلوبة .

وأقصى سمك يمكننا جعله مقلوباً أعلى الكمرة بمقدار (٦ سم) ، وهو الذي يمثل سمك طبقة الرمل تحت تبليط الأرضية ، حيث في منطقة وجود الكمرة المدفونة فقط يتم لصق بلاط الأرضية مباشرةً على خرسانة جسم الكمرة بواسطة المونة ، دون وجود للرمل أسفل المونة .

٢ سم بلاط
٢ سم مونة
٦ سم رمل
تخانة البلاطة



حل السقف باستخدام الكمبيوتر :

قد يكون مسطح السقف المطلوب حله كبيراً ، وبه عدد كبير من البلاطات والكمرات ، مما يجعل من الحل اليدوى (Manual Solution) للسقف طريقاً طويلاً ومرهقاً . لذلك فإننا نلجأ لحل السقف تحت تأثير الأحمال الرأسية على جهاز الكمبيوتر ، وسنعمل ذلك باستخدام برنامج (SAP2000) .

من مميزات استخدام الكمبيوتر سرعة الحل لعناصر كثيرة ، وإمكانية عمل تغييرات وتعديلات بعناصر المنشأ والأحمال وخواص المواد المستخدمة مرات ومرات خلال وقت قليل .

وهناك ميزة أخرى مهمة هي أن السقف الذى يتم حله بالكمبيوتر سيتم استخدامه بعد ذلك وتكراره رأسياً للحصول على المنشأ بكامله لتصميم الأعمدة أو الهيكل الخرساني لمقاومة أحمال الرياح والزلازل مثلاً .

ومن عيوب استخدام الكمبيوتر فى الحل أن بعض قيم العزوم للبلاطات والكمرات تكون أقل من تلك المحسوبة يدوياً لنفس العنصر (لذلك غالباً ما يكون الحل يدوياً أكثر أماناً) . ولكن يمكن عمل بعض التعديلات للاقترب من نتائج الحل اليدوى .

وسنشرح فيما يلى كيفية حل سقف الدور المتكرر تحت تأثير الأحمال الرأسية على برنامج التحليل الإنشائى (SAP2000) حيث سيتم حل السقف بأعمدته .

خطوات الحل

١ فى برنامج أوتوكاد (AutoCAD) يتم اختصار النظام الإنشائى المرسوم للسقف عن طريق مسح العناصر الزائدة التى لا نحتاجها ، مثل : تهشير الأعمدة وتهشير الحمامات وخطوط أسياخ التسليح والكتابات (قيم التسليح - نماذج الكمرات - تخانات البلاطات - أسماء المحاور . . إلخ) وخطوط المحاور والأبعاد ، وأيضاً إزالة خطوط السلم من الرسم حيث أن السلم سيتم حله بشكل منفصل عن السقف . ويراعى أن يتم تمثيل الكمرة بخط واحد فقط ، حيث يتم مسح أحد الخطين الممثلين لعرض الكمرة .

٢ نرسم خطوط شبكة متعامدة بلون مميز (رمادى فاتح مثلاً أو برتقالى أو بنفسجى غامق . .) مختلف عن ألوان أى عناصر إنشائية بالسقف ، وتكون الشبكة ذات مسافات بينية مناسبة ولتكن ٥٠ سم ، ونرسمها على طبقة (Layer) باسم "Grid" مثلاً ، وهى الشبكة التى سنرسم عليها النظام الإنشائى للسقف .

٣ ننقل خطوط الشبكة إلى مكان مناسب وقريب من نقطة الأصل ، ويفضل أن يرسم السقف فى الربع الأول حيث جميع الإحداثيات موجبة ، ثم نختار كل خطوط الشبكة ونقوم بإرجاعها إلى الخلف كى لا تغطى على عناصر السقف التى سنرسمها ، وذلك عن طريق (Tools→Draw Order→Send to Back) ثم يتم عمل قفل (Lock) لهذه الطبقة (Layer) لتفادى تحريك أو مسح خطوطها أثناء الرسم والتعديل .

٤ يتم وضع رسم النظام الإنشائى للسقف بعد اختصاره على خطوط الشبكة بحيث تكون الكمرات على طبقة (Layer) نسميها (SAP_Frames) .

مع ملاحظة أن إصدارات (SAP2000) ابتداءً من التاسع (version 9) فصاعداً لا تشترط هذه التسمية فى (AutoCAD) ، ويمكن تسمية الطبقة (Layer) الخاصة بالكمرات والأعمدة بأى اسم .

٥ يتم ضبط رسم الكمرات حيث يجب وضع أى كمرة على خط شبكة . ونبدأ بضبط رسم الكمرات الأفقية ، ثم الكمرات الرأسية ، ثم الكمرات المائلة (إن وجدت) .

ويجب أن نحاول بقدر الإمكان تقليل عدد خطوط وأجزاء الكمرات لتقليل الأخطاء فى الرسم ، حيث نرسم الكمرات بخطوط كاملة ، ثم يتم تقسيمها وتجزئتها لاحقاً فى برنامج (SAP) .

٦ يجب وقوع أى نقطة تقاطع كمرتين أو مكان العمود (الركيزة) على نقطة (Joint) من نقاط الشبكة . كما يجب بعد ذلك ضبط الرسم و"تنظيف" أماكن التقاطعات والأركان جيداً بمسح أى خطوط زائدة أو متكررة ، وعمل امتداد للخطوط الغير كاملة عن طريق أوامر (Fillet-Erase-Trim-Extend) والتأكد من ذلك جيداً لتفادى الأخطاء بالملف عند حل السقف .

٧ لاحظ أن خط الشبكة الأخير (سواء الأفقى أو الرأسى) غالباً سيقع خارج حدود السقف ، ولكن نجد أن الفرق بينه وبين حد السقف أقل من ٥٠ سم (المسافة بين خطوط الشبكة) وهو رقم يعتبر غير مؤثر ويمكن إهماله إذا ما قورن بأبعاد السقف ، ولا يؤثر على دقة الحل . وبالتالي يمكن مد الخط الخارجى للسقف بمقدار قليل ليقع على خط شبكة .

٨ يتم تحديد أماكن الأعمدة (الركائز) التى سيتم رسمها عن طريق رسم نقطة باستخدام أمر (Point) عند مكان العمود ، ويتم اختيار وتعديل شكل النقطة باستخدام أمر (Format→Point Style) لتصبح بشكل واضح وحجم متناسب مع مسطح السقف ، ونقوم بعد ذلك بمسح خطوط أضلاع الأعمدة من الرسم . ويراعى أن تكون هذه النقاط (Points) على طبقة (Layer) مختلفة عن تلك التى نرسم بها عناصر السقف سواء الكمرات أو البلاطات ، ولتكن طبقة اسمها (Supports) مثلاً .

٩ فى حالة وجود ركيزة عبارة عن حائط قص (Shearwall) أو قلب خرسانى (Core) يتم رسم عدة نقاط لتحديد أجزاء الركيزة ، مع مراعاة مسح خطوط الكمرات لو كانت مرسومة بين نقاط هذه الركيزة ، حيث أنه لا يوجد معنى لكمرات تمر داخل قطاع حائط القص أو القلب الخرسانى .

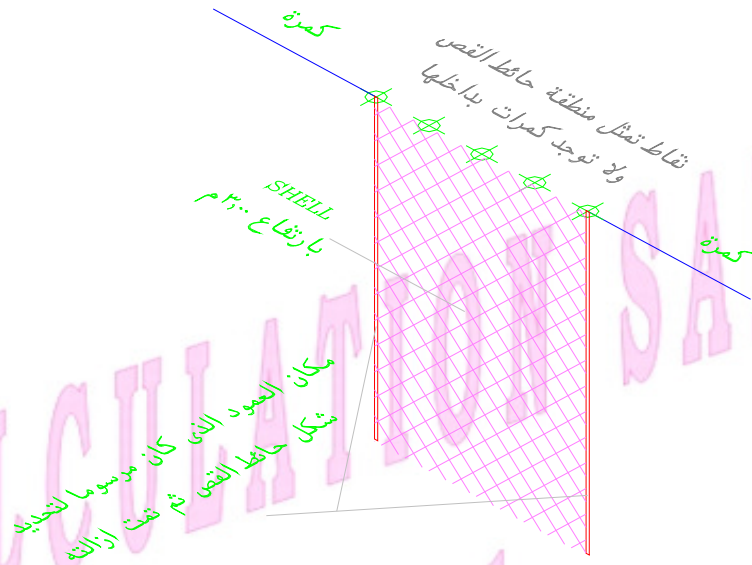
١٠ ترسم البلاطات بالسقف بأمر (3DFace) مع مراعاة رسم البلاطة فى عكس اتجاه عقارب الساعة لتفادى انقلاب اتجاه المحور العمودى (محور ٣) على مستوى البلاطة فى الاتجاه المعاكس . ويفضل رسم البلاطات كمساحات كبيرة بدون التقسيم لأجزاء صغيرة ، حيث سنقسمها لاحقاً فى برنامج (SAP) بعد وضع الأحمال عليها . ويمكن أيضاً عدم رسم البلاطات فى (AutoCAD) ورسمها فى (SAP) بعد ذلك .

وترسم البلاطات على طبقة (Layer) نسميها (SAP_Shells) ، مع ملاحظة أن إصدارات برنامج (SAP2000) ابتداءً من التاسع (version 9) فصاعداً لا تشترط هذه التسمية فى (AutoCAD) ، ويمكن تسمية الطبقة (Layer) الخاصة بالبلاطات بأى اسم .

١١ يتم تحويل الرسم فى المستوى إلى رسم ثلاثى الأبعاد فى الفراغ باستخدام أمر (View→3D Views) ثم اختيار الاتجاه المناسب للرؤية من الاتجاهات الأربع (SW-SE-NE-NW) .

١٢ نقوم برسم أعمدة السقف حيث نرسم عموداً واحداً فقط بطول ٣ متر (ارتفاع الدور) باستخدام أمر (Line) حيث نقطة بداية العمود عند النقطة المطلوبة بالسقف ، والنقطة التالية تبعد عن النقطة السابقة رأسياً لأسفل مسافة ٣ متر ونوجدتها بكتابة (0,0,-3) فنجد أن البرنامج يرسم خطاً رأسياً أسفل مستوى السقف بطول ٣ متر يمثل العمود . ثم باستخدام أمر (Copy) نقوم بنسخ هذا العمود عند نقط الركائز المختلفة بالسقف ، مع مراعاة أننا سنرسم عموداً عند بداية ونهاية حائط القص ، وعند بداية وأركان ونهاية القلب الخرسانى ، وعند النقاط الداخلية لهما لتحديد مناطق هذه العناصر الحاملة .

١٣ فى الفراغ نقوم برسم عناصر (Shells) (كما سبق بالخطوة رقم ١٠) والتى تمثل حوائط القص والقلب الخرسانى بين الأعمدة المحددة لنقاطه (والتي رسمت بالخطوة السابقة) ، ونرسمها كاملة بدون تقسيم لأجزاء صغيرة . وبعد رسم (Shells) يمكن إلغاء الأعمدة المحددة لحائط القص أو القلب الخرسانى حيث أن مهمتها انتهت ، وكانت تتمثل فى تحديد أماكن رسم (Shells) المطلوبة .



بعد الانتهاء من الرسم يتم حفظ الملف في صيغة (DXF) .

Save Drawing As → DXF-format

في برنامج (SAP) ندخل على القائمة الرئيسية لعمل ملف جديد خاص بالسقف .

File → Import → DXF

وستظهر لنا نافذة في البرنامج لتحديد اتجاه المحور لأعلى ونختاره (Z) ، ولتحديد الوحدات حيث نختارها (Ton-m) ، ثم نقوم بحفظ الملف في المكان الذي نختاره ، وليكن اسم الملف (Typical) ويرمز لسقف الدور المتكرر .

نقوم بتعريف المادة المستخدمة وخواصها .

Define → Material → Concrete → Modify / Show Material

Weight per unit Volume = 2.50 t/m³

Modulus of Elasticity ≈ 2.1 e 6 t/m²

Poisson's Ratio = 1/6 → 1/5

نقوم برسم عناصر البلاطات (Shells) إذا لم تكن قد رسمناها في (AutoCAD) مع مراعاة رسم العنصر في عكس اتجاه عقارب الساعة لعدم انقلاب المحور العمودي على العنصر .

ومن داخل قائمة (View) نختار (Set Elements or Set Display Options) ونجعل العناصر ملونة باستخدام اختيار (Fill) ، واللون التلقائي لعناصر (Shells) هو الأحمر . وإذا وجد عنصر (Shell) معكوس الاتجاه سيكون أصفراً ، ولضبط رسمه نقلب اتجاه المحور العمودي عليه .

Select Shell (Area) sections → Assign → Shell Local Axes → Inverse

نقوم بتعريف عناصر (Shell) للبلاطات (Slabs) وحوائط القص (Shearwalls) والقلب الخرساني (Core) . فمثلاً البلاطات التي بسمك ١٦ سم نسميها (S16) ولحوائط القص يمكن تسميتها (SW25) و (SW30) في حالة وجود تخانتين مختلفتين ٢٥ سم و ٣٠ سم ، ويمكن استخدام عناصر حائط القص لتمثيل القلب الخرساني ، أو تسمية عنصر جديد باسم (Core) مثلاً .

For Slab 16cm : Membrane thickness = Bending thickness = 0.16 m

ويفضل اختيار قطاعات مختلفة لكل العناصر بقدر الإمكان لسهولة اختيار عناصر معينة بذاتها مثل البلاطات بسمك ١٢ سم مثلاً أو حوائط القلب الخرساني فقط أو الأعمدة ذات قطاع معين . . . وهكذا .

نقوم بتعريف عناصر (Frame) للكمرات . فمثلاً للكمرات بقطاع (١٢ × ٧٠) سم :

١٩

Section Name : B12x70 OR B12

Depth (t3) : 0.70 m

Width (t2) : 0.12 m

Modification Factors / Set Modifiers :

نترك قيم هذه المعاملات كما هي تساوى (١) عدا معاملين فقط :

Torsional Constant = Very Small Value (0.0001 OR 0.00001 say)

Moment of Inertia about **3** axis = (6 → 10) (taken **8** as average)

نلجأ لإضعاف مقاومة الالتواء لإهمال عزم الالتواء من حسابات الكمرات ، والناتج عن الحل الفراغى من (Grid Action) . وبالتالي فإننا هكذا نقرب من نتائج الحل اليدوى .



أما تكبير عزم القصور الذاتى حول محور (٣) فهو لرفع مقاومة الكمرات ، وتقريب نتائج الحل بالكمبيوتر من نتائج الحل اليدوى .

نكمل بنفس الطريقة كما سبق تعريف عناصر (Frames) لباقي قطاعات كمرات السقف سواء كانت كمرات ساقطة أو كمرات مدفونة (إن وجدت) .

لتعريف الأعمدة نتبع خطوات تعريف عنصر (Frame) كما فى الكمرات ، ونختار قطاع عمود واحد مناسباً ممثلاً لجميع أعمدة السقف (وليكن ٥٠ × ٢٥ سم مثلاً) ، ونسميه (COL) ، مع ملاحظة وجود اختلافات بسيطة بتعريف المعاملات (Modification Factors / Set Modifiers) عن الكمرات .

Torsional Constant = 0.0001

Moment of Inertia about **2** axis = 0.0001

Moment of Inertia about **3** axis = 0.0001

قيم صغيرة جداً

نضعف عزوم القصور الذاتى حول المحورين (٢) و (٣) لإضعاف مقاومة القطاع لعزوم الانحناء ، وبالتالي يتحمل قطاع العمود قوة محورية فقط (Axial Force) تتمثل فى رد الفعل المطلوب إيجاده .

بعد تعريف قطاعات البلاطات (Shells) والكمرات والأعمدة (Frames) يتم تخصيص القطاع للعنصر المرسوم بالبرنامج ، حيث نقوم أولاً باختيار (Select) العنصر المطلوب ثم تخصيص قطاع له من القطاعات المعرفة سابقاً بالبرنامج .

Assign → Frame → Section

Assign → Shell (Area) → Section

بعد استكمال تخصيص جميع القطاعات لعناصر السقف ، يتم تعريف الأحمال الرأسية التى يتعرض لها السقف ، وهذه الأحمال هى :

1 - Own Weight

3 - Walls

2 - Floor Cover

4 - Live Load

Define → Static Load Cases / Load Patterns

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier
LL	LIVE	0
OWT	DEAD	1
FC	DEAD	0
WALLS	DEAD	0
LL	LIVE	0

Click to:

Add New Load

Change Load

Delete Load

OK

Cancel

Own Weight

هو الوزن الذاتي للمنشأ ، ويمثل وزن الخرسانة المسلحة الموجودة (بلاطات وكمرات وأعمدة) . ولكي يتم أخذ هذا الوزن في الاعتبار ، يؤخذ معامل الوزن الذاتي (Self Weight Multiplier) مساوياً للقيمة (١) مرة واحدة فقط لجميع الأحمال كي لا يتكرر وزن المنشأ أكثر من مرة .

ويمكن أخذ وزن المنشأ كحمل مستقل ، أو يحسب ضمن أى حمل آخر بتعديل قيمة معامل الوزن الذاتي لهذا الحمل فقط (Self Weight Multiplier) من صفر إلى (١) .

ويمكننا الاستفادة من هذا الحمل إذا وضع مستقلاً كالاتي :

بعد حل السقف نوجد القوى التي تمثل ردود أفعال الأعمدة لحالة الحمل (OWT) فقط ، ونجمع هذه القوى ، وليكن مجموعها (٦٢٠) طن مثلاً .

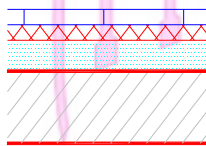
$$\Sigma \text{ Reactions (OWT)} = \text{Vol. (m}^3) \times \gamma_{RC} \text{ (t/m}^3)$$

$$620 = V \times 2.5 \rightarrow V \approx 250 \text{ m}^3$$

أى أن مكعب (حجم) السقف حوالي ٢٥٠ م^٣ من الخرسانة المسلحة (بلاطات + كمرات + أعمدة) ، وبالتالي تتكون لدينا فكرة مبدئية عن التكلفة التقريبية للدور الواحد .

Floor Cover

٢ سم بلاط
٢ سم مونة
٦ سم رمل
تخانة البلاطة



الكثافة

سمك ٤ سم (بلاط + مونة) ٢٠٠٠ كجم/م^٣
سمك ٦ سم (رمل) ١٥٠٠ كجم/م^٣

الحمل الإجمالي حوالي ١٧٠ كجم / م^٢

هو حمل تغطية (تبليط) الأرضيات ، ويراعى زيادته في أرضيات الحمامات ودورات المياه بمقدار حوالي (١٥٠ كجم/م^٢) يمثل ردم ١٠ سم رمل بعد تهبيط منسوب البلاطة المسلحة لعمل مواسير الصرف أسفل بلاط الأرضية . وقد يزيد (F. C) تبعاً لمستوى التشطيب المطلوب (أرضيات رخام مثلاً) .

وقد جرت العادة على اعتبار (F. C) للمباني السكنية العادية حوالي (١٥٠ كجم/م^٢) وهو أقل من القيمة الحقيقية له (حوالي ١٧٠ كجم/م^٢) كما بالرسم الموضح . وهناك جزء إضافي نهمله ويجب أخذه في الاعتبار مع (F. C) وهو المحارة الموجودة بالسقف (حوالي ٢ سم) وحملها حوالي (٤٠ كجم/م^٢) . أى أن حمل (F. C) الحقيقي يساوى حوالي (٢١٠ كجم/م^٢) .

هو حمل حوائط المباني بسمك ١٢ سم (نصف طوبة) أو ٢٥ سم (طوبة) طبقاً للرسومات المعمارية ، وهي محمولة على الكمرات أو على البلاطة مباشرة دون وجود كمرّة أسفلها أو بشكل دروة مباني بالبلكونات . ويحسب حمل الحوائط كما سبق .

يفرض بعض المصممين حملاً موزعاً للحوائط (خصوصاً في البلاطات اللاكمرية Flat Slabs) يتراوح بين (١٠٠ - ٢٠٠ كجم/م^٢) للمباني السكنية ، ولكن القيمة الحقيقية له تتراوح بين (٣٠٠ - ٤٠٠ كجم/م^٢) .

Live Load

وهو الحمل الحى للسقف ، ويؤخذ (٢٠٠ كجم/م^٢) للمباني السكنية . وتتم زيادته في التراسات (البلكونات) والسلالم ليصبح (٣٠٠ كجم/م^٢) .

Stair DL

هو الحمل الناتج من حل بلاطة السلم تحت تأثير الأحمال الميتة (D. L) على السلم (وزنه + تبليط الأرضية) حيث يتم حل بلاطة السلم بشكل منفصل عن السقف كما سبق بحل البلاطات ، ثم يوضع رد فعل بلاطة السلم على الكمرات كحمل خطى (t/m) . وقد تركز بلاطة السلم على بلاطة الدور ولا تركز على كمرّة .

Stair LL

هو الحمل الناتج من حل بلاطة السلم تحت تأثير الأحمال الحية (L. L) على السلم حيث يتم حل بلاطة السلم بشكل منفصل عن السقف كما سبق بحل البلاطات ، ثم يوضع رد فعل بلاطة السلم على الكمرات كحمل خطى (t/m) . وقد تركز بلاطة السلم على بلاطة الدور ولا تركز على كمرّة .

يتم تقسيم البلاطات وحوائط القص والقلب الخرساني إلى عناصر صغيرة (٠.٥٠ x ٠.٥٠ م) مع مراعاة استمرارية الأجزاء (Continuity) عند نقاط التقسيم .

٢٤

Edit → Mesh Shells / Divide Areas



بعد تقسيم البلاطات يتم اختيار الشكل بالكامل (Select All) ثم نقسم عناصر (frame) الموجودة عند نقاط البلاطات ونقاط التقاطع مع (frames) أخرى .

٢٥

Edit / Edit Lines → Divide Frames

بعد تعريف أنواع الأحمال يتم وضع قيم الأحمال على عناصر السقف .

٢٦

حمل (F. C) و (L. L) : يتم وضع كل منهما على بلاطات السقف فقط بصورة حمل منتظم موزع (t/m²) حيث يتم أولاً اختيار البلاطات التي سيوضع عليها الحمل ، ثم كالآتي :

Assign → Shell (Area) Static Load → Uniform

حمل الحوائط (Walls) : في حالة وجود كمرّة أسفل الحائط ، يوضع حمل الحائط (سمك نصف طوبة أو طوبة) على الكمرّة كحمل خطى (t/m) .

Assign → Frame Static Load → Uniform

أما إذا كان حمل الحائط مباشرةً على البلاطة فيمكن تمثيله بثلاثة طرق مختلفة :

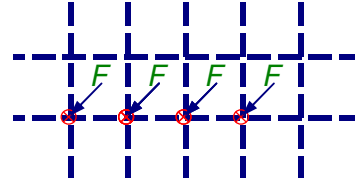
(أ) يمثل حمل الحائط كحمل منتظم موزع على المساحة (مثل F.C و L. L) حيث لعنصر البلاطة الذي أبعاده (٥٠ سم x ٥٠ سم) التي بسمك ١٦ سم مثلاً وتحمل حائط مباني بسمك نصف طوبة (١٢ سم) نجد أن وزن المتر الطولي من الحائط : $W (wall) = 0.25 (3.00 - 0.16) = 0.71 \text{ t/m}$

وحيث أن عنصر البلاطة (٥٠ سم x ٥٠ سم) يحمل نصف متر طولي من الحائط

$$\therefore WS = (0.50 \times 0.71) / (0.50 \times 0.50) = \underline{1.42 \text{ t/m}^2}$$

(ب) يمكن تمثيل حمل الحائط كحمل مركز (Concentrated Load) على نقاط (Joints) عنصر البلاطة ، حيث مقدار قوة الحمل يحسب كالآتي :

$$F = 0.5 \times 0.71 = \underline{0.36 \text{ ton}}$$



(ج) يمكن تمثيل حمل الحائط كحمل خطي (t/m) على كمرية وهمية (Dummy) قطاعها صغير للغاية (١ مم x ١ مم) مثلاً بحيث يمكن إهمال وزنها وعزم القصور الذاتي لقطاعها في أي حسابات .

حمل (Stair DL) و (Stair LL) : يتم وضع كل منهما على الكمرات كحمل خطي (t/m) . وإذا كانت بلاطة السلم ترتكز على بلاطة بالدور وليس على كمرية فيتم وضع حمل السلم على بلاطة الدور بنفس طريقة وضع حمل الحائط بالبند السابق مباشرةً .

اضبط رسم السقف وتفاذي تكرار بعض النقاط (Joints) على بعضها أو تواجد نقاط شبه متلاصقة ببعضها ، ندمج النقاط التي بينها مسافة معينة أو أقل .

مثلاً $Edit / Edit Points \rightarrow Merge Joints \rightarrow Tolerance = 0.10 \text{ m}$

أي أن النقاط (Joints) التي تبعد عن بعضها مسافة ١٠ سم أو أقل ستندمج معاً في نقطة واحدة .

يتم تنفيذ خطوة مهمة جداً وهي ضبط اتجاهات الأعمدة ، لأن هذه الخطوة سنحتاجها لاحقاً عند حل المنشأ تحت تأثير الرياح أو الزلازل ، حيث سيتم تكرار السقف رأسياً بأعمدته ، التي تظل بنفس اتجاهها . ولرؤية اتجاه تخانة العمود (طوله الكبير) يجب إظهار عناصر السقف بتخاناتها .

View \rightarrow Set Display Options \rightarrow Extrude / Show Extrusion

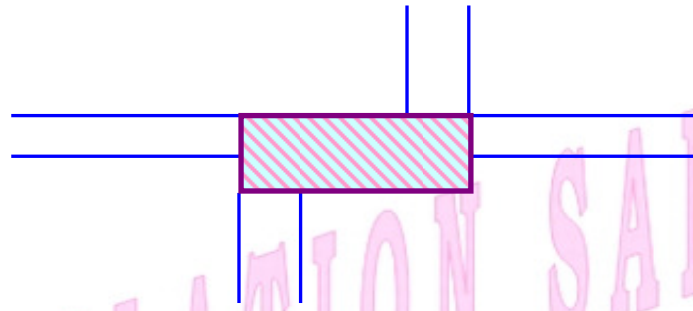
وهذا هو السبب وراء اختيارنا لقطاع مستطيل لتمثيل أعمدة سقف المتكرر وليس قطاع مربع مثلاً ، لنتمكن من رؤية الاتجاه الطويل لُبعد قطاع العمود .

وفي حالة تصحيح اتجاه عمود ، نختار الزاوية التي نلف بها محاور العمود .

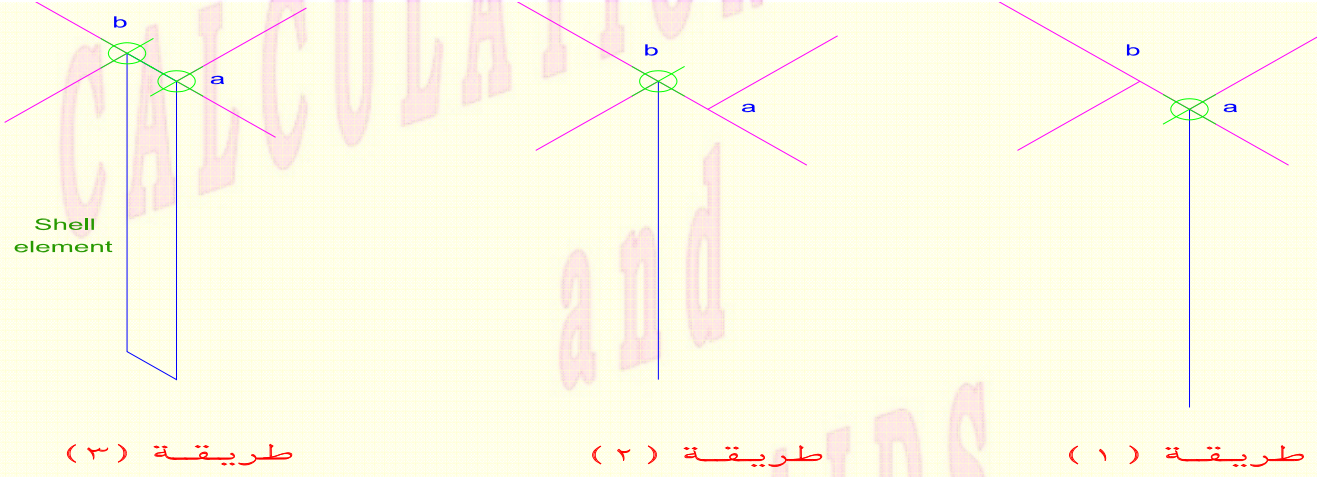
Assign \rightarrow Frame Local Axes \rightarrow Rotate by 90°



أثناء الرسم نجد مثلاً أن أحد الأعمدة طوله يزيد عن المسافة بين خطوط الشبكة كما بالشكل .



يمكن التغلب على هذه المشكلة في برنامج (SAP) بإحدى الطرق الأربع التالية :



طريقة (٣)

طريقة (٢)

طريقة (١)

طريقة (٤) : وتتلخص في تطبيق أى من الطريقتين (١) أو (٢) ، مع ربط النقطتين (a,b) معاً بقيد معين (Constraint) لعمل محاكاة لتأثير وجود العمود . نختار النقطتين (a,b) ثم :

وبالتالى تعامل النقطتان معاً كجسم واحد . Assign → Joint constraints → Add Body

هناك آراء تفضل استخدام نتائج حل ملف السقف المتكرر ببرنامج (SAP) فى تصميم الكمرات وحساب ردود أفعال الأعمدة فقط ، دون الاعتماد على النتائج فى تصميم البلاطات ، وحلها يدوياً بشكل منفصل :

← فى حالة ما إذا تركنا معامل الكمرات (Moment of Inertia about 3 axis) كما هو دون تعديل فيمكننا استخدام نتائج العزوم الموجبة لتصميم البلاطات .

← أما إذا عدّلنا معامل الكمرات (Moment of Inertia about 3 axis) كما بالخطوة رقم (١٩) فيمكننا استخدام نتائج العزوم السالبة لتصميم البلاطات ، وكذلك العزوم الموجبة والسالبة لتصميم الكمرات .

⇐ ويمكن بالإضافة إلى زيادة معامل الكمرات (كما بالخطوة رقم ١٩) فرض سمك البلاطات بقيمة صغيرة (اسم مثلاً) بحيث لا تؤثر جساءة البلاطات (Inertia) على عزوم الانحناء للكمرات ، وليقتصر دور البلاطة على نقل الحمل للكمرات فقط . ويوضع وزنها كحمل منتظم (Uniform) فى الحمل (OWT) أو إضافته مع حمل (F. C) مثلاً . فمثلاً لبلاطة بسمك ١٤ سم نأخذ حملها :

$$OWT = 0.13 \times 2.5 \quad t/m^2 \quad \text{OR} \quad F. C = (0.13 \times 2.5) + 0.15 \quad t/m^2$$

• ويمكن ترك سمك البلاطات كما هو دون تغيير مع إضعاف (I22, I33) لقطاعاتها لإضعاف مقاومة البلاطة للعزوم ، مع ملاحظة أن إمكانية تعديل معاملات (I22, I33) لقطاعات البلاطات غير متوفرة فى الإصدارات القديمة من برنامج (SAP2000) قبل الإصدار التاسع (version 9) .

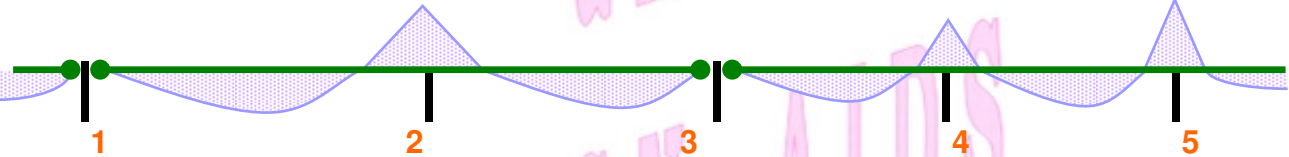
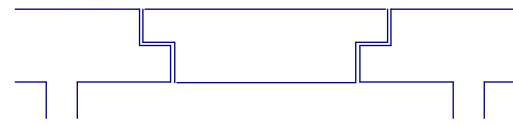
← ومن البديهي أن طريقة الحل بافتراض تخانة قليلة للبلاطات أو إضعاف جساءتها ستعطى قيماً غير حقيقية لعزوم انحناء البلاطات أو ترخيمها .

٣١ بالنسبة لحائط القص أو القلب الخرساني فيمكن اتباع نفس الطريقة المذكورة بالخطوة السابقة ، وهي إضعاف (I22, I33) ، أو يمكن اختيار (Membrane) بدلاً من (Shell) لقطاع حائط القص أو القلب الخرساني بحيث يقاوم قوى محورية (Normal Force) فقط بدون عزوم انحناء من السقف .

٣٢ لبعض الكمرات المستمرة قد يكون قطاع الكمرة مقلوباً بأحد بحورها (كما في حالة الدروة) ، ويكون من الخطأ اعتبار القطاع الساقط مستمراً مع القطاع المقلوب .



وبالتالي: لجعل البرنامج يتعرف على أماكن الاستمرارية نعرّف لنقاط بداية أو نهاية عنصر الكمرة (Frame) وجود تحرر من عزوم الانحناء . أى أن قيمة عزوم الانحناء (M33) عند الركيّزتين (١ ، ٣) يجب أن تكون صفراً . ومثال ذلك إنشائياً المفصلة الوسطية (Intermediate Hinge) بالعنصر كما في حالة الباكية العائمة (Floating Bay) .



Select Frame Element → Assign → Frame → Releases



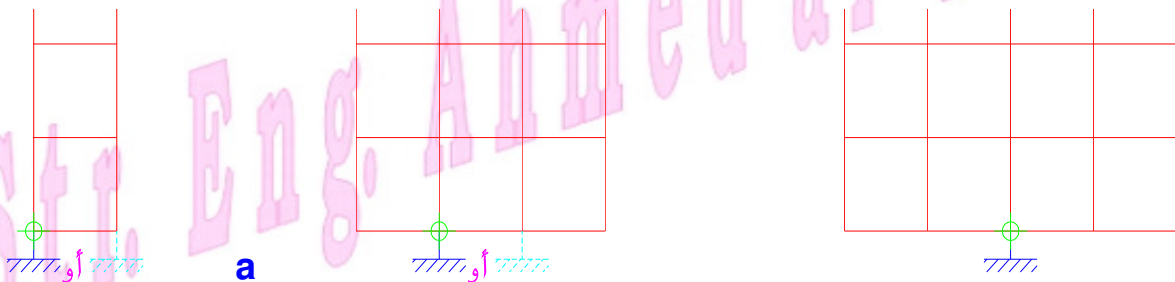
ثم نختار البداية أو النهاية حسب الشكل المطلوب

← ونستخدم التحرر من العزم (Release) أيضاً في حالة كمرّة نصف الدور الموجودة بنصف ارتفاع السلم ، حيث يمكن نقلها إلى منسوب الدور مع تحرير طرفيها من العزوم ، وحلها مع كمرات السقف . ولا يوجد خطأ في ذلك لأنها مفصولة عن بقية كمرات السقف ، وتعطى فقط رد فعل على العمود .

٣٣ الخطوة التالية هي تعريف الركائز (Supports) للأعمدة وحوائط القص والقلب الخرساني ، حيث نختار المستوى الأفقي الذي يبعد عن مستوى السقف لأسفل بمقدار ارتفاع الدور (٣.٠٠ متر) ونختار نقاط الارتكاز به ونعرف قيود الارتكاز لها (Restrains) على أنها مثبتة (Fixed) .

Assign → Joint Restraints → Fixed

← بالنسبة لحائط القص نختار نقطة واحدة فقط في منتصف ضلعه السفلي لتكون الركيّزة (Support) .



← ويتبع نفس الأسلوب للقلب الخرساني حيث نختار نقطة واحدة فقط في منتصف الضلع السفلي للجانب (b) .

Define → Load Combinations → Add New Combo

ونعرّف حالتى تحميل (D & L)

D : (OWT + F. C + Walls + StairDL)

L : (L. L + StairLL)

← نقوم بإضافة كل حمل (ADD) فى حالة التحميل الخاصة به ، مع أخذ المعامل (Scale Factor) مساوياً للواحد الصحيح ، ثم بعد ذلك نعرّف حالة تحميل أخيرة وهى الحمل الكلى (Total Load) .

$$T = D + L$$

← ويمكن إذا أردنا قيم نتائج الحل أن تكون فى صورة (Ultimate) لاستخدامها مباشرة فى التصميم أن نعرّف حالة التحميل (ULT) .

$$ULT = 1.5 T = 1.5 (D + L)$$

OR

$$ULT = 1.4 D + 1.6 L$$

Analyze → Run / Run Analysis

٣٥ نقوم بحل الملف

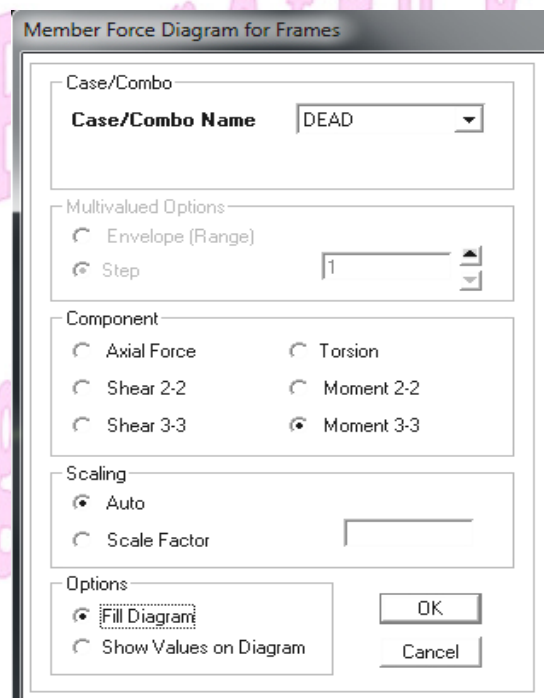
وبعد انتهاء الحل يمكننا اختيار شكل المنشأ بعد حدوث التشكلات والتاريخيمات (Deformed Shape) لأى حمل أو حالة تحميل ، ومعرفة شكل ومقدار الترخيم عند أى نقطة بالمنشأ .

Display → Show Forces / Stresses

٣٦ نوجد القوى الداخلية فى الكمرات

وهى المستخدمة فى التصميم حيث يتم التصميم بطريقة إجهادات التشغيل (Working) أو بطريقة حالات الحدود (Ultimate) .

← عزوم الانحناء المطلوبة لتصميم القطاعات هى (Moment 3-3) ، وقوى القص المطلوبة لتصميم القطاعات هى (Shear 2-2) .

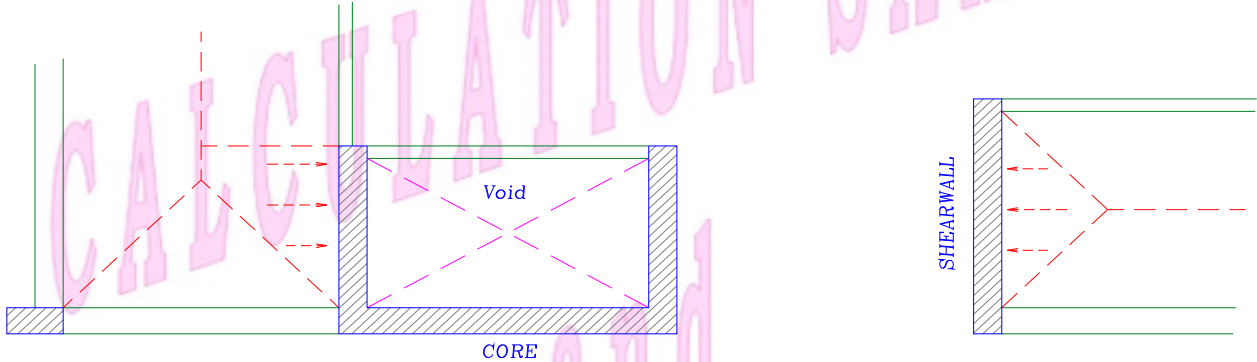


ثالثاً: حل الأعمدة :

بعد حل البلاطات والكمرات ، نوجد أحمال الأعمدة لتصميم قطاعاتها بعد ذلك .

(١) أحمال الأعمدة من الحل اليدوى :

- ← يتم إيجاد ردود الأفعال على الأعمدة من الحمل المكافئ للقص (Load for Shear) على الكمرات .
- ← قد يحدث وينتقل الحمل من بلاطة السقف مباشرة إلى العمود دون انتقاله أولاً إلى الكمرات ، كما فى حالة حوائط القص (Shearwall) أو القلب الخرسانى (Core) .



- ← بالنسبة لوزن العمود لا نستطيع حسابه بسبب عدم معرفة أبعاد قطاعه ، وبالتالي فإننا نلجأ إلى فرض وزن العمود .
Own wt. of Column \approx (5% \rightarrow 10%) of Column's Load

- ← فى حالة حائط قص أو قلب خرسانى يتم حساب الوزن الفعلى له (لأن أبعاده معلومة) ، ويضاف مع الحمل .

(٢) أحمال الأعمدة من الحل باستخدام برنامج (SAP) :

- ← نوجد ردود أفعال الركائز (الأعمدة - حوائط القص - القلب الخرسانى) من البرنامج بعد حل الملف من حالة تجميع الحمل الكلى (Total Load Combination) .

Display \rightarrow Joints \rightarrow Reactions

- ← لا يتم فرض وزن العمود لأن قطاع العمود أو حائط القص أو القلب الخرسانى موجود مسبقاً بالبرنامج ، وبالتالي فإن حمل العمود يشمل وزنه .

بعد حساب أحمال الأعمدة سواءً بالحل اليدوى أو باستخدام برنامج (SAP) نقوم بترقيم الأعمدة على رسم النظام الإنشائى للسقف أو على رسم لوحة الأعمدة ، ونكتب بجوار كل عمود حملة من الدور المتكرر (بالطن) شاملاً وزن العمود .

بعد ذلك يتم عمل تصميم لافتراض أبعاد مبدئية لقطاعات الأعمدة تحت تأثير الأحمال الرأسية ، وتتم زيادة الأحمال لمقاومة عزوم الانحناء الناتجة من الزلزال كما سيأتى ذكره لاحقاً .

ويتم عمل التصميم لإيجاد أبعاد العمود باستخدام طريقة أحمال التشغيل (Working) أو طريقة حالات الحدود (Ultimate) .

(1) WORKING Method :

$$N_w = A_c \cdot f_{co} + 0.44 A_s \cdot f_{sy} \quad (f_{co} \approx 55 \text{ kg/cm}^2)$$

→ assuming $A_s \approx 1\% A_c$

∴

$$N_w \approx 70 A_c$$

(units : kg, cm)

(2) ULTIMATE Method :

$$N_u = 0.35 A_c \cdot f_{cu} + 0.67 A_s \cdot f_{sy}$$

→ assuming $A_s \approx 1\% A_c$

∴

$$N_u \approx 105 A_c$$

(units : kg, cm)

ونحسب مساحة قطاع العمود الخرساني (A_c) من أى من الطريقتين ، ثم نوجد أبعاد العمود . ويراعى فى حالة الأعمدة مستطيلة المقطع ألا يزيد طول العمود (t) عن خمسة أمثال عرضه (b) ، وإلا تحول العمود إلى حائط قص .

ويجب مراعاة أن بعض الأعمدة قد تكون محكومة (أى لا يقل طولها عن قيمة محددة) نتيجة متطلبات معمارية مثلاً ، أو لكى يلتقط كمرّة معينة .



← ويجب ألا يقل عرض العمود فوق الأساسات مباشرةً عن ٣٠سم ، ولا يقل بأى دور عن ٢٥سم . وفى حالة البلاطات اللاكمرية (Flat Slab) لا يقل العرض عن ٣٠سم بأى دور . وللعمود دائرى المقطع فلا يقل قطره عن ٣٠سم بأى دور .

ولسهولة وتنظيم خطوات الحل يتم حساب الأبعاد المبدئية لقطاعات الأعمدة فى جدول كالتالى :

Estimation of Columns' sections :

مثلاً (8 Floors)

Col.	Nw (typ)	Nw	b	t (req.)	t (ch.)	Remarks
1	19.0	167.2	30	79.62	80	
2	15.0	132.0	30	62.86	70	
3	22.4	197.1	30	93.87	100	
4	28.7	252.6	25	144.32	209	S. W.
5	41.2	362.6	As Shown in Drawing			CORE
⋮						
30	18.8	165.4	Φ 54.86		Φ 60	Circular
31	22.9	201.5	30	95.96	100	
32	13.7	120.6	30	57.41	60	

$$\Sigma = () \text{ tons (including own wt.)}$$

$$N (\text{tot.}) = N (\text{typ}) \times (\text{No. of Floors}) \times [1.10]$$

(الحمل يشمل وزن العمود)

$$N_w = A_c \cdot f_{co} + 0.44 A_s \cdot f_{sy} \approx 70 A_c$$

(زيادة N بمقدار 10% للعزوم)

$$N_u = 0.35 A_c \cdot f_{cu} + 0.67 A_s \cdot f_{sy} \approx 105 A_c$$

◆ وكما ذكرنا سابقاً في حل الكمرات : في حالة أن المنشأ قليل الارتفاع (فيلا سكنية مثلاً أو عمارة تتكون من ٣ أو ٤ أدوار) ، يمكننا الاكتفاء باستخدام الحمل المكافئ للعزوم (Load for Moment) في جميع الحسابات كحمل للكمرات ، وذلك لسهولة الحسابات وتقليل خطوات ومجهود الحل .

◆ ويراعى في هذه الحالة عند حساب الأبعاد المبدئية لقطاعات الأعمدة ألا نضرب في معامل لزيادة الأحمال لمراعاة عزوم الانحناء ، لأن الحمل المكافئ للعزوم (Load for Moment) أكبر من الحمل المكافئ للقص (Load for Shear) بمقدار حوالى (١٠ ← ١٥%) .

ولا ينصح في حالة المنشآت ذات الارتفاعات الأكبر من ذلك أن يستخدم الحمل المكافئ للعزوم فقط دون استخدام الحمل المكافئ للقص ، لأن فرق القوة (الحمل) على الأعمدة بين الحالتين سيكون كبيراً وملحوظاً ، مما سيجعل الفرق بين أبعاد مقاطعات الأعمدة في الحالتين كبيراً .

والآن بعد أن قمنا بتصميم البلاطات والكمرات وافترضنا أبعاداً مبدئية لقطاعات الأعمدة تحت تأثير الأحمال الرأسية ، سنقوم بحساب أحمال قوى الزلازل عند الأدوار المختلفة ، وإدخالها على الهيكل الخرساني للمنشأ ، وحل المنشأ تحت تأثير هذه الأحمال باستخدام برنامج التحليل الإنشائي (SAP2000) ، ثم حساب القوى الداخلية لعناصر الهيكل الخرساني للمنشأ ، وذلك لعمل تصميم لقطاعات هذه العناصر .

حساب قوى الزلزال على المنشأ

باستخدام " طريقة طيف التجاوب المبسطة "

(Simplified Modal Response Spectrum Method)

وحل المنشأ باستخدام برنامج (SAP2000)

تستخدم طريقة طيف التجاوب المبسطة ، والتي تعطى حمل استاتيكي مكافئ للحمل الديناميكي للزلزال .

وهي موجودة بالبواب الثامن من الكود المصري لحساب الأحمال والقوى في الأعمال الإنشائية .

ويتم تطبيق معادلة لحساب قوة القص الأساسية المؤثرة عند منسوب ظهر أساسات المنشأ لكل اتجاه أساسى على حدة ، وبعد حساب هذه القوة الأفقية يتم توزيعها باستخدام معادلة أخرى عند منسوب كل دور طبقاً لارتفاعه عن المستوى المرجعي (Datum) (منسوب ظهر الأساسات) ووزنه التصميمي .

← ويجب معرفة أن القوى الأفقية المؤثرة في منسوب الأدوار توضع في مركز ثقل الدور (مركز أحمال الدور) .
وبالتالى : يلزم قبل حساب قوى الزلزال أن نحدد أولاً نقطة مركز ثقل الدور ، والوزن التصميمي للدور حيث أن قوة الزلزال الأفقية تؤخذ كنسبة من وزن المنشأ .

← يؤخذ الوزن التصميمي للدور مساوياً للحمل الميت (D. L) مضافاً إليه جزء من الحمل الحى (L. L) .
وتختلف هذه النسبة حسب نوع المنشأ واستخدامه .

وطبقاً للبند (٧-٨-١-٧) فلا تؤخذ أى نسبة من الحمل الحى في المباني السكنية .

أولاً : إيجاد مركز ثقل الدور

الطريقة الأولى : (مركز الشكل الهندسي لمساحة الدور)

(١) فى برنامج (AutoCAD) نرسم الحدود الخارجية للدور المتكرر ، ثم نجعل شكلها مضلعاً مقفلاً باستخدام أمر (BPOLY) واختيار نقطة داخل الشكل ، فيتكون لدينا مضلع مقفل .

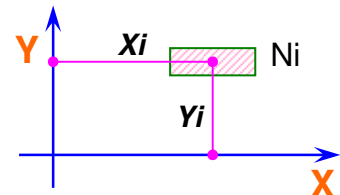
(٢) باستخدام أمر (REGION) واختيار نقطة داخلية بالمضلع المقفل تتكون لدينا مساحة بشكل الدور . ويمكن تشبيه ذلك أننا باستخدام الأمر (BPOLY) قمنا بوضع سلك مع المحيط الخارجى للدور ، وباستخدام الأمر (REGION) قمنا بملء الفراغ داخل السلك بصفحة ذات مساحة .

(٣) نستخدم أمر (MASSPROP) ، ونحصل منه للمنطقة (Region) على خصائص منها المساحة والمحيط وإحداثيات مركز الثقل وعزم القصور الذاتي . . إلخ ، وما يهمنا هنا هو مركز الثقل (المنسوب لنقطة الأصل للرسم) ، ونرسم عنده نقطة (Point) بشكل مميز ، مع تنسيب هذه النقطة بأبعاد لحدود الدور .

الطريقة الثانية : (مكان تأثير محصلة الأحمال الرأسية)

نستخدم أحمال أعمدة الدور لإيجاد مركز الثقل حيث نفرض محورين (X,Y) كمحاور مرجعية (Datums) ، ثم نوجد مركز ثقل كل عمود (Xi,Yi) ونوجد العزم لكل حمل عمود حول كل محور ، ومنهم نوجد إحداثيات مركز ثقل الدور .

$$X_{CG} = \frac{\sum (N_i \cdot X_i)}{\sum (N_i)} \quad Y_{CG} = \frac{\sum (N_i \cdot Y_i)}{\sum (N_i)}$$



وسنجد أن الفرق بين إحداثيات مركز الثقل المحسوبة من الطريقتين سيكون صغيراً ، ولا يتجاوز بضعة سنتيمترات بسبب عدم وجود تغير فجائى أو كبير لتوزيع الكتلة فى مستوى الدور .

ثانياً : حساب الوزن التصميمي للدور

الطريقة الأولى : من الحل اليدوي

← يتم حساب مجموع أحمال أعمدة الدور ، ومن برنامج الأوتوكاد (AutoCAD) نوجد مساحة الدور كما سبق (في إيجاد مركز ثقل الدور) ثم نحسب الوزن التصميمي للدور .

$$\rightarrow D. L / \text{Floor} = T. L - (\text{Area}) \cdot (L. L)_{av} \quad \text{ton}$$

الطريقة الثانية : من الحل اليدوي

← الحمل الميت يساوي تقريباً (٨٥ %) من الوزن الكلي للدور .

$$\rightarrow D. L / \text{Floor} \approx 0.85 \times T. L \quad \text{ton}$$

الطريقة الثالثة : من حل ملف السقف على برنامج SAP

← الحمل الميت يتم حسابه مباشرة من مجموع ردود أفعال الركائز لتجميعه الأحمال (DL Combo) .

$$\rightarrow D. L / \text{Floor} = \text{OWT} + F. C + \text{Walls} + \text{StairDL}$$

طريقة واحدة لإيجاد مركز ثقل الدور وحساب الوزن التصميمي للدور معاً

يمكننا باستخدام طريقة واحدة أن نوجد إحداثيات مركز ثقل الدور ونحسب الوزن التصميمي له ، وذلك باستخدام ملف حل سقف الدور المتكرر على برنامج (SAP) تحت تأثير الأحمال الرأسية ، حيث نأخذ نسخة من ملف السقف المتكرر لعمل بعض التعديلات بها دون المساس بالملف الأصلي للسقف ، ويُتبع الآتي :

(١) نقوم باختيار جميع نقاط السقف (Joints) ونجعلها حرة الحركة (Free) بدون أى قيد (Restrains) .

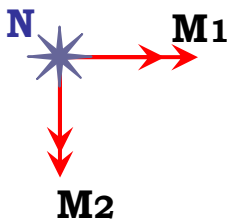
(٢) نختار نقطة واحدة فقط من السقف ونجعلها مثبتة (Fixed) ، ويفضل أن تكون النقطة ركنية كما بالشكل .

Fixed
Joint

(٣) نقوم بحل الملف وعمل (Run) له .

(٤) من نتائج حل الملف سنجد أن لدينا عند الركيزة

الوحيدة ثلاثة ردود أفعال .



من ردود أفعال الركيزة نوجد المقادير الآتية :

N : رد الفعل لحالة (D. L) يعطى الوزن التصميمي للدور .

M1/N : يعطى البعد الأفقي (X) لمركز ثقل الدور من الركيزة .

M2/N : يعطى البعد الرأسى (Y) لمركز ثقل الدور من الركيزة .

لاحظ : M1 أكبر من M2

لأن طول الكابولي أكبر

← أى أننا حددنا مكان مركز الثقل وحسبنا الوزن التصميمي للدور باستخدام ملف موجود أصلاً دون بذل مجهود جديد وعمل حسابات جديدة .

← يمكننا استخدام قيم نتائج ردود الأفعال للتحقق من صحة ملف السقف المتكرر ، فمثلاً : رد فعل الحمل (F. C) لو قمنا بقسمته على مسطح الدور يجب أن يعطى قيمة قريبة من (١٥٠ كجم/م^٢) ، وكذلك الحال بالنسبة لرد فعل الحمل (L. L) يجب أن تكون القيمة قريبة من (٢٠٠ كجم/م^٢) ، وهكذا .

← من البديهي أن ملف السقف ذى الركيزة الوحيدة يمثل سقفاً تخيلياً غير موجود ، ويُستخدم فقط لحساب ردود الأفعال ، ولا يصلح لإيجاد أى قوى داخلية لأى عنصر ، لأنه سيعطى قيماً غير حقيقية ، كما أنه سيعطى قيماً خرافية وكبيرة جداً للترخيم قد تصل إلى عشرات أو مئات الأمتار .

حساب قوة الزلزال

بعد أن أوجدنا مكان مركز ثقل الدور والوزن التصميمي للدور ، نستخدم معادلات كود الأحمال لحساب قوة الزلزال المؤثرة على المنشأ . والخطوات كما يلي :

١ نحسب زمن الطول الموجي الأساسي للمنشأ (T1) من الملحق (ب) (Annex-B) للباب الثامن بالكود ، حيث نستخدم الطريقة الأولى بالبند (ب-٢-١) .

$$T1 = Ct \cdot H^{0.75} \quad \text{sec}$$

على أن يكون (T1) في كل من الاتجاهين (X) أو (Y) يحقق أن :

$$T1 \leq \text{smallest of } (4Tc \text{ OR } 2 \text{ sec})$$

Ct : معامل يعتمد على النظام الإنشائي ومادة الإنشاء . وفي حالتنا هذه فإن : (Ct = 0.05)

H : ارتفاع المنشأ بالمتر مقاساً من منسوب ظهر الأساسات وحتى منسوب بلاطة الدور الأخير .

Tc : كما سيذكر لاحقاً بالخطوة رقم (٣) .

٢ نحدد نوع تربة التأسيس أسفل أساسات المنشأ طبقاً للجدول (٨-١) ، حيث يوجد به توصيف طبقات وخواص قطاع التربة . وفي حالتنا هذه فإن تصنيف التربة هو (C) . (تربة متوسطة الكثافة)

٣ طبقاً للمنطقة التي يقع بها المنشأ نختار "منحنى طيف التجاوب الأفقى المرن" بالشكل رقم (٨-٢) حيث يمثل منحنى النوع الثانى (Type 2) منطقة الشريط الساحلى على البحر المتوسط بعرض حوالى ٤٠ كم ، ويمثل منحنى النوع الأول (Type 1) جميع مناطق الجمهورية بما فيها المناطق الساحلية .

أى أنه : لمنشأ يقع على ساحل البحر المتوسط يجب أن نطبق طريقة حساب قوة الزلزال مرة لكل منحنى ، ثم نأخذ القوة الأكبر منهما فى التصميم ، بينما لمنشأ يقع فى محافظة القاهرة مثلاً نطبق عليه المنحنى الأول (Type 1) فقط .

وبعد اختيار نوع المنحنى (١) أو (٢) نحسب قيم المعاملات (TB, TC, TD, S) كما بالجدول (٨-٢) طبقاً لتصنيف التربة المحدد من الخطوة رقم (٢) .

وفى حالتنا هذه فإن المنشأ فى محافظة القاهرة ، وبالتالي نستخدم المنحنى الأول (Type 1) ، حيث :

$$TB = 0.10 \quad \text{sec}$$

$$TD = 1.20 \quad \text{sec}$$

$$TC = 0.25 \quad \text{sec}$$

$$S = 1.5$$

٤ يتم طبقاً للجدول (٨-٣) حساب معامل الاضمحلال التصميمى (η) حسب نوع المنشأ .

وفى حالتنا هذه فإن (η = 1.00)

٥ يتم حساب المعامل (R) وهو معامل تعديل ردود الأفعال (تخفيض القوى) حسب النظام الإنشائي للمبنى ونظام مقاومة الأحمال الأفقية ، ونجده من الملحق (أ) (Annex-A) للباب الثامن .

وفى حالتنا هذه فإن (R = 5.00)

٦ يتم طبقاً للجدول (٨-٨) حساب معامل الأهمية للمنشأ (γ) حسب درجة أهمية المنشأ .

وفى حالتنا هذه فإن (γ = 1.00)

٧ يتم طبقاً للبند (٨-٢-٢-٣-٧-١) حساب معامل التصحيح (λ) .

$$\lambda = 0.85 \quad \text{if } T1 \leq 2 Tc$$

$$\lambda = 1.00 \quad \text{if } T1 > 2 Tc$$

وفى حالتنا هذه فإن (λ = 1.00)

نحدد قيمة العجلة الأرضية التصميمية (a_g) ، وهى تساوى نسبة من عجلة الجاذبية الأرضية (g) حسب منطقة النشاط الزلزالي التى يقع بها المنشأ . ويمكن تحديد هذه المنطقة طبقاً للبند (٨-٤-١) والخريطة (٨-١) التى تحدد مناطق النشاط الزلزالي المختلفة داخل الجمهورية . كما يمكننا أيضاً تحديد المنطقة من الملحق (ج) (Annex-C) للباب الثامن .

$$\text{Cairo} \rightarrow \text{Zone (III)} \rightarrow a_g = 0.15 g$$

يتم حساب المقدار $S(T)$ الذى يمثل إحداثى الطيف التصميمى عند زمن طول موجى (T_1) ، ويحسب طبقاً للبند (٨-٤-٢-٥) . ونختار المعادلة المناسبة حسب العلاقة بين القيم (T_1, T_B, T_C, T_D) .

$$T_C < T_1 < T_D \quad \text{وفى حالتنا هذه نجد أن :}$$

$$\therefore S(T_1) = S \cdot (2.5 / R) \cdot (T_C / T_1) \cdot \eta \cdot a_g \geq 0.2 a_g$$

نحسب قوة القص الأساسية (V) المؤثرة عند منسوب ظهر أساسات المنشأ من المعادلة :

$$V = \gamma \cdot S(T_1) \cdot \lambda \cdot W / g$$

$$= (\text{Factor}) \cdot W$$

حيث (V) هى نسبة من وزن المنشأ (W) .

ملحوظة مهمة :

طبقاً للبند (٨-١-١) ببداية الباب الثامن فإن القوة (V) محسوبة بأحمال حالات الحدود القصوى (Ultimate) ، ولتحويلها إلى أحمال تشغيلية (Working) نخفض قيمتها بالقسمة على المعامل (١.٢٨) ($= 1.6 \times 0.8$)

يتم توزيع القوة الأفقية (V) عند منسوب كل دور طبقاً للمعادلة :

$$F_i = \frac{W_i \cdot H_i}{\sum (W_i \cdot H_i)} * V \quad (\text{CHECK : } \sum F_i = V)$$

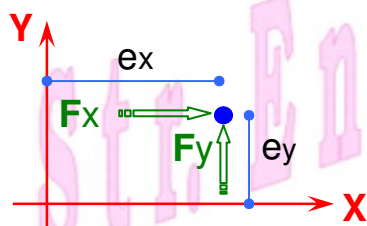
F_i : القوة الأفقية عند منسوب الدور رقم (i) سواءً فى اتجاه (X) أو (Y) ، حيث أن : ($F_x = F_y$)

W_i : الوزن التصميمى للدور رقم (i) .

H_i : ارتفاع الدور رقم (i) مقاساً من ظهر الأساسات .

القوى الأفقية المؤثرة على الدور تؤثر فى مركز ثقل الأحمال للدور ، ولكنها تقاوم عن طريق رد فعل يؤثر فى مركز الجساءة ، وهو نقطة محصلة الجساءات للعناصر المقاومة للقوى الأفقية (عمود - حائط قص - قلب خرساني) . وغالباً لا ينطبق مركز ثقل الأحمال مع مركز الجساءة بسبب اختلاف أبعاد الأعمدة واتجاهاتها فى الدور الواحد ، وبالتالي يحدث للمنشأ إزاحة أفقية مع دوران حول محور رأسى يمر بمركز الجساءة مما يسبب عزوم التواء على العناصر الرأسية .

ولتغطية عدم انطباق مركز ثقل الأحمال مع مركز الجساءة يتم ترحيل مركز ثقل الأحمال بمسافة (Eccentricity) فى كل من الاتجاهين الرئيسيين (X, Y) بالمستوى الأفقى للدور تساوى (٥%) من البعد الأفقى العمودى على اتجاه قوة الزلزال ، وذلك لمعادلة تأثير عزوم الالتواء الإضافية .



$$e_x = \pm 5\% L_x$$

$$e_y = \pm 5\% L_y$$

L_x : بُعد المبنى الأفقى فى اتجاه (X) . (متعامد على اتجاه (F_y))

L_y : بُعد المبنى الأفقى فى اتجاه (Y) . (متعامد على اتجاه (F_x))

ويتم حساب عزوم الالتواء لكل دور حسب مقدار القوة الأفقية فى منسوبه :

$$M_{zx} = F_x \cdot e_y$$

عزم الالتواء حول محور (Z) والنتائج من (F_x)

$$M_{zy} = F_y \cdot e_x$$

عزم الالتواء حول محور (Z) والنتائج من (F_y)

الباب الثامن
أحمال الزلازل على المباني

INTRODUCTION

١-٨ مقدمة

General

١-١-٨ عام

يسعى أن الأحمال المحسوبة والناتجة عن الزلازل هي أحمال تصميمية تؤخذ عند حد المقاومة القصوى وعند التصميم بطريقة المرونة يتم تخفيض هذه القيم بالقسمة على المعامل (١,٢٨).

جدول رقم (١-٨) تصنيف طبقات التربة أسفل الأساسات

تصنيف التربة	وصف القطاع الطولي للتربة	N _{SPT} عدد الدقات لكل ٣٠ سم من اختبار الاختراق القياسي		مقاومة التماسك C _u من اختبار الضغط غير المحاط (كن/م ^٢)	سرعة موجات القص V _{s,II} (متر/ثانية)
		تربة متمسكة	تربة غير متمسكة		
A	طبقة صخرية (ضعيفة التجوية إلى متوسطة التجوية) تمتد إلى عمق ١٥ متر. قد تتواجد على سطح الصخر تربة أضعف بعمق لا يزيد عن ٣ متر	-	-	-	٨٠٠ <
B	تربة غير متمسكة (زلط، رمل) - كثيفة جداً أو تربة متمسكة (طين وطين) - شديدة التماسك جداً. تمتد الطبقات إلى عمق ١٥ متر	٥٠ <	١٥ <	١٠٠ <	٨٠٠-٢٦٠
C	تربة غير متمسكة (زلط، رمل) - كثيفة أو متوسطة الكثافة أو تربة متمسكة (طين، طين) - متمسكة إلى متوسطة التماسك. تمتد الطبقات إلى عمق ١٥ متر	٥٠-١٠	١٥-٤	١٠٠-٢٥	٢٦٠-١٨٠
D	تربة غير متمسكة (زلط، رمل) - سائبة والقرية الانهارية أو تربة متمسكة (طين، طين) - ضعيفة التماسك. تمتد الطبقات إلى عمق ١٥ متر	١٠ >	٤ >	٢٥ >	١٨٠ >

١-٤-٨ المناطق الزلزالية

Seismic Zones

- ١- تقسم جمهورية مصر العربية من حيث النشاط الزلزالي إلى خمسة مناطق كالتالي :
 - المنطقة الأولى : وهي المناطق ذات قيمة العجلة الأرضية التصميمية (a_g) تساوي 0.10 g
 - المنطقة الثانية : وهي المناطق ذات قيمة العجلة الأرضية التصميمية (a_g) تساوي 0.125 g
 - المنطقة الثالثة : وهي المناطق ذات قيمة العجلة الأرضية التصميمية (a_g) تساوي 0.15 g
 - المنطقة الرابعة : وهي المناطق ذات قيمة العجلة الأرضية التصميمية (a_g) تساوي 0.20 g
 - المنطقة الخامسة : وهي المناطق ذات قيمة العجلة الأرضية التصميمية (a_g) تساوي 0.25 g
- ٢- يجب الرجوع للخريطة الزلزالية الواردة في الشكل رقم (١-٨) والمحددة باعتبار أن زمن الرجوع الإختصاصي للزلازل ٤٧٥ سنة والجدول رقم (٨) بالملحق (ج) المكمل لها ويجب تسبب القيم لمرودة بالخريطة إلى عجلة الجاذبية (981.0 cm/sec²).

جدول رقم (٢-٨) قيم المعاملات T_B, T_C, T_D and S

(أ) : النوع الأول من منحني طيف التجاوب (Type 1)

Subsoil Class	S	T _B	T _C	T _D
A	1.0	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2

(ب) : النوع الثاني من منحني طيف التجاوب (Type 2)

Subsoil Class	S	T _B	T _C	T _D
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0

معامل الاضمحلال التصميمي η_v ، η يمكن تحديده طبقاً لجدول رقم (٢-٨) :

جدول رقم (٢-٨) قيم معامل الاضمحلال التصميمي η_v ، η

نوع المنشأ	η_v	η
حديدي ذو وصلات ملحومة	١	١,٢
حديدي ذو وصلات بمسامير البرشام أو وصلات بمسامير الفلانووظ	٠,٧٥	١,٠٥
خرسانة مسلحة	٠,٧	١,٠٠
خرسانة سابقة الإجهاد	٠,٧٥	١,٠٥
حواف نض من المباني لمسلحة	٠,٦٥	٠,٩٥

جدول رقم (٨-٨) مجموعات الأهمية ومعاملات الأهمية γ_I

مجموعة الأهمية	I	II	III	IV
المنشآت التي يجب أن تعمل بكفاءة تامة أثناء وبعد حدوث الزلازل والمستخدمة لأغراض الطوارئ والتي تمثل أهمية كبيرة للأمن العام مثل : المستشفيات، محطات الإطفاء، محطات الكهرباء، أقسام الشرطة، مراكز الطوارئ، والاتصالات ... الخ	المنشآت التي لها أهمية وجود مقاومة زلزالية بالنسبة لما يترتب على انهيارها من خسائر في الأرواح مثل : المدارس ، صالات التجمع ، المراكز الثقافية، الخزائنات، المداخلن والصوامع، دور العبادة .. الخ	المنشآت العادية وغير المرتبطة بأية مجموعة أخرى	المنشآت ذات أهمية قليلة للأمن العام مثل : المنشآت الزراعية ، .. الخ	
معامل الأهمية γ_I	1.40	1.20	1.0	0.80

Horizontal Design spectrum for elastic analysis

يمكن تصميم المنشأ على أحمال زلزالية تقل عما هو مقدار من طيف التجاوب المرن نتيجة لقدرة النظام الإشتائي على مقاومة قوى الزلازل في الحدود الدنة (بعد مرحلة الليونة) .
١- تتحدد قيمة طيف التجاوب التصميمي $S_d(T)$ لزمن عودة قياسي بواسطة المعادلات التالية :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5\eta}{R} - 1.0 \right) \right], \quad (8-10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{R} \eta, \quad (8-11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{R} \left[\frac{T_C}{T} \right] \eta, \quad (8-12)$$

$$\geq [0.20] a_g$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{R} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \eta, \quad (8-13)$$

$$\geq [0.20] a_g$$

حيث

$S_d(T)$ طيف التجاوب التصميمي للتحليل الإشتائي المرن

a_g العجلة الأرضية التصميمية لزمن عودة قياسي

R معامل تعديل ردود الأفعال (تخفيض القوى) تبعاً للنظام الإشتائي للمبنى (طبقاً للجدول (أ) من الملحق (أ) من هذا الباب)

٢- قيمة المعاملات T_B, T_C, T_D, S موضحة بالجدول رقم (٢-٨)

٧- يجب حساب الكتل من أوزن التصميمي المنشأ ويؤخذ مساحاً للحمل الدائم للمنشأ مضاعفاً إليه نسبة من الحمل الحي ψ_{EI} طبقاً للجدول (٢-٨) ، ولا تؤخذ أي نسبة من الحمل الحي في المباني السكنية.

البيانات السكنية.

جدول (٢-٨) نسبة الحمل الحي (ψ_{EI})

نوصيف المنشأ	الصوامع
• خزانات المياه	1.0
• المنشآت المحملة بأحمال حية لتفريعات طويلة متصلة (المكتبات - المخازن الرئيسية - جراجات عربات الركوب والعربات السياحية والأوتوبيسات... الخ)	0.50
• المنشآت والمباني العامة مثل : المتاحف - الاسواق التجارية - المدارس - المستشفيات - المسارح - جراجات السيارات الملحق... الخ	0.50

Annex A

الملحق (أ)

معاملات تعديل ردود الأفعال (تخفيض القوى)

Response Modification (Force Reduction) Factors R

معاملات تعديل ردود الأفعال (تخفيض القوى) محددة كنسبة القوى المرنة إلى القوى الدنة المتولدة في المنشأ .

جدول (أ) معاملات تعديل ردود الأفعال R

R	نظام مقاومة الأحمال الأفقية	النظام الإشتائي
1.0	(أ) حوائط قص من الخرسانة المسلحة	• حوائط حاملة : أغلب الحمل الرأسى ينتقل عن طريق الحوائط الحاملة والإعتماد على حوائط القص في مقاومة القوة العرضية الكلية
2.0	(ب) حوائط قص من المباني المسلحة	• إطارات فراغية بسيطة : الحمل الرأسى ينتقل عن طريق عناصر الإطار والإعتماد على حوائط القص أو إطارات مزودة بشكالات في مقاومة القوة العرضية الكلية
3.0	(ج) حوائط قص من المباني غير المسلحة	• إطارات فراغية مقاومة للعزوم : الحمل الرأسى والقوة العرضية الكلية الناتجة عن الزلازل تنتقل بالكامل عن طريق عناصر الإطار بدون إستخدام حوائط القص أو شكالات
4.0	(أ) حوائط قص من الخرسانة المسلحة	• نظام مركب من إطارات فراغية مقاومة للعزوم وحوائط القص (أو إطارات مزودة بشكالات) ويتم تصميم النظام طبقاً لما يلي :
5.0	(ب) حوائط قص من المباني المسلحة	١ - الإطارات أو حوائط القص (أو الإطارات المزودة بشكالات) تقاوم مشاركة بينها القوة العرضية الكلية وذلك طبقاً لجساعتها النسبية.
6.0	(ج) إطارات وحوائط - إطارات وشكالات : (أ) إطارات ذات مطولية كافية • (ب) إطارات ذات مطولية محدودة	٢ - حوائط القص • : (أو إطارات مزودة بشكالات) تقاوم بمفردها القوة العرضية الكلية وذلك طبقاً لجساعتها النسبية.
7.0	(أ) إطارات ذات مطولية كافية • (ب) إطارات ذات مطولية محدودة	٣ - الإطارات المقاومة للعزوم تقاوم بمفردها ٢٥% من القوة العرضية الكلية.
8.0	(أ) خزانات المياه العالية : (ب) الأبراج الشبكية (ج) المآذن والمدخن والصوامع	• المنشآت الأخرى :

ويمكن تمثيل البيانات والمعطيات والحسابات بشكل جدول لسهولة وتنظيم الحل ، مع التذكير مرة أخرى أن قيم القوى والعزوم الناتجة بالجدول هي جميعاً قوى وأحمال تشغيلية (Working) كما ذكرنا بالخطوة رقم (١٠) .

مثال توضيحي

Calculation of SEISMIC Force (according to New Egyptian Code)

[Curve type (1) : i]	
TB = 0.10 sec	
TC = 0.25 sec	
TD = 1.20 sec	

عمارة سكنية نموذج (ر)
(6 Floors)
Grnd. + 5 Typ.

Subsoil Class.: (C) [From Code - table (8-1)]
 $S = 1.50$ [From Code - table (8-2)]
 $R = 5.00$ [From Code - Annex (A)]
 $\eta = 1.00$ [From Code - table (8-3)]
 $\gamma = 1.00$ [Ordinary Building]
 $\lambda = 0.85$ [T1 < 2TC]
 $ag = 0.15 g$ [Zone III]

$$TC < T1 < TD$$

$$S(T) = S \cdot (2.5 / R) \cdot (TC / T) \cdot \eta \cdot ag$$

$$S(T1) = 0.4121 ag > 0.20 ag \quad (OK)$$

$$V = \gamma \cdot S(T1) \cdot \lambda \cdot W / g$$

$$= 0.0525 W$$

Reducing from Ultimate to Working Loads $x(1 / 1.28)$

[From Code - Item (8-1-1)]

$$V = 4.10 \% W$$

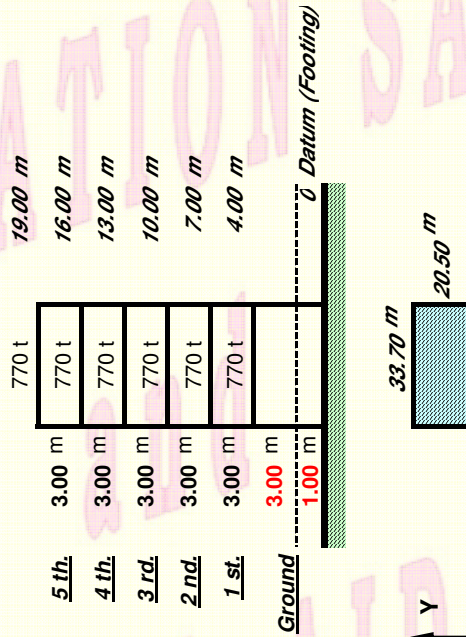
$$= 189.63 t$$

Effect of Torsional Moments :

Code specified eccentricities :

$$ex = \pm 5\% Lx = \pm 1.685 m$$

$$ey = \pm 5\% Ly = \pm 1.025 m$$



Floor	Height (m)	Hi (m)	Wi (t)	Wi . Hi	EQ-Force (t)	Mzy (m.t)	Mzx (m.t)
Ground	4.00	4.00	770	3080	10.99	18.52	11.27
1 st	3.00	7.00	770	5390	19.24	32.42	19.72
2 nd	3.00	10.00	770	7700	27.48	46.31	28.17
3 rd	3.00	13.00	770	10010	35.73	60.20	36.62
4 th	3.00	16.00	770	12320	43.97	74.09	45.07
5 th	3.00	19.00	770	14630	52.22	87.99	53.52
			4620	53130	189.63		

وبعد حساب قوى الزلزال وتوزيعها أفقياً على أادوار المنشأ ، وحساب عزوم الالتواء لكل دور سنقوم بإدخال هذه القوى والعزوم على المنشأ باستخدام برنامج (SAP2000) .

خطوات إنشاء ملف (SAP) للمنشأ وإدخال أحمال الزلازل عليه

يجب التنبيه في البداية أن ملف أحمال الزلازل الذى سنقوم بإنشائه سيكون خاصاً بأحمال الزلازل فقط دون أى أحمال أخرى على المنشأ (OWT - F. C - L. L - Walls - Wind etc) .

نأخذ نسخة من ملف السقف المتكرر للعمل عليها دون المساس بالملف الأصلي .

نختار جميع بلاطات السقف ونلغيها ، حيث تكون مقاومة أحمال الزلازل للمنشأ عن طريق الهيكل الخرساني (أعمدة وكمرات فقط) دون البلاطات لأن مقاومتها تكاد لا تُذكر ، ونلغي قطاعات البلاطات المعروفة بالبرنامج .
والحالة الوحيدة التى لا نقوم فيها بإلغاء بلاطة من السقف فى ملف الزلازل هى حالة البلاطة اللاكمرية (Flat Slab) المتصلة مباشرة بالأعمدة ، حيث تنتقل عزوم انحناء الزلزال من الأعمدة إلى البلاطة . وخطوة إزالة البلاطات من الملف مهمة لأنها تؤدي إلى تقليل عدد العناصر ، وبالتالي تقليل عدد المجاهيل والمعادلات ووقت الحل وحجم الملفات الناتجة من الحل (Output Files) .

بالنسبة لتعريف قطاعات الكمرات والأعمدة نعدل قيم المعاملات (Modification Factors) كما يلي :

Torsional Constant = 0.0001 (Very small Value)

Moment of Inertia about 2 axis OR 3 axis = 1

إذا كان حائط القص أو القلب الخرساني معرفاً على أنه (Membrane) فى ملف الأحمال الرأسية أو تم إضعاف قيم معاملات (I22, I33) لقطاع أى منهما ، فيجب تعريف القطاع على أنه (Shell) أو جعل قيم معاملات (I22, I33) له تساوى (1) .

نلغى كل الأحمال بالملف ، ونلغى قيود الركائز (Supports) بحيث تكون كل نقاطها حرة (Free) .

بعد إلغاء البلاطات وضبط معاملات قطاعات الكمرات والأعمدة يتم عمل تكرار للدور بالعدد المطلوب ، وذلك لتكوين المنشأ عن طريق اختيار الدور كاملاً بأعمدته ، ثم تكراره (١٢) مرة بمسافات (+٣.٠٠ متر) .

Edit → Replicate → Linear (No. = 12 , Distance = +3.00 m)

ثم نقوم بتحريك (Move) الركائز لأسفل بالمقدار المطلوب لضبط ارتفاع الدور فوق الأساسات .

نقوم بتعريف قطاعات الأعمدة للمنشأ حسب قطاعات جدول الأعمدة وقصها بالأدوار المختلفة حيث يمكن قص الأعمدة كل دورين أو ثلاثة أدوار مثلاً ، ثم يتم تخصيص القطاعات للعناصر الموجودة بالملف . ولاحظ أننا سوف نجد اتجاهات الأعمدة (الضلع الطويل) صحيحة لأننا سبق وقمنا بتعريف وضبط هذه الاتجاهات فى ملف حل السقف المتكرر تحت تأثير الأحمال الرأسية .

نقوم بتعريف الركائز (Supports) للأعمدة كما سبق على أنها مثبتة (Fixed) .

بالنسبة لحوائط القص والقلب الخرساني فسيتم تعريف الركيزة بشكل مختلف عن الأعمدة نظراً لتعدد نقاط العنصر فى مستوى الارتكاز .

بالنسبة لحائط القص : نجد عند مستوى الارتكاز تشكلات كبيرة لنقاط الحائط نتيجة عزوم الانحناء . لذلك نحتاج أن يكون طرف الحائط شديد الجساءة لتعبر أى نقطة من هذا الطرف عن رد الفعل على الحائط بشكل صحيح .

لذا نعرف قطاع كمره جديدة ونسميه (Rigid) وإما أن نأخذها بقطاع (٧٠ × ١٢) أو (٧٠ × ٢٥) مثلاً مع تكبير قيمة معامل (I33) لها بدرجة عالية (١٠^٦ أو ١٠^٨ مثلاً) لتصبح شديدة الجساءة ، أو أن نجعلها بعمق كبير (١٠ أو ٢٠ متر مثلاً) ، ثم نختار نقطة فى منتصفها لتكون الركيزة ونجعلها مثبتة (Fixed) .

ولا يوجد خطأ فى تعريف كمره ذات قطاع كبير بأبعاد ضخمة لأن الملف خاص بأحمال الزلازل فقط ، ولا توجد بالملف أحمال خاصة بوزن المنشأ .

بالنسبة للقلب الخرساني : يُتبع نفس المبدأ السابق في تقوية طرف العنصر حيث توضع كمرّة شديدة الجساءة (كما سبق) مع طرف القلب الخرساني **ولكن الأفضل** وضع لوح (Plate) مستوى يتركز عليه القلب الخرساني بحيث يكون اللوح بقطاع (Shell) ونسميه (Rigidpl) مثلاً ويكون شديد الجساءة إما بتكبير قيمة معاملتي (I22, I33) له أو باستخدام تخانة كبيرة له ، ونختار نقطة مركز ثقل قطاع القلب الخرساني أو نقطة قريبة منها لتكون الركيزة ونجعلها مثبتة (Fixed) كما في حالة حائط القص .

ملحوظة مهمة : إذا استلزمت الضرورة حل المنشأ تحت تأثير الأحمال الرأسية مع أحمال الزلازل في ملف واحد ، فيجب مراعاة أننا إذا استخدمنا كمرّة جاسئة بقطاع كبير الأبعاد تحت الحائط الخرساني أو لوح جاسئ بتخانة كبيرة تحت القلب الخرساني فإن وزن الكمرّة أو اللوح سيدخل في رد فعل الركيزة لأن وزن المنشأ مأخوذ في الاعتبار ، لذلك نلجأ إلى أحد الحلول الآتية :

- ١- نستخدم كمرّة عادية بقطاع (١٢ × ٧٠) أو (٢٥ × ٧٠) مثلاً مع تكبير قيمة معاملتي (I33) ، أو لوح بتخانة عادية مع تكبير قيمة معاملتي (I22, I33) له كما سبق .
- ٢- نستخدم كمرّة جاسئة بقطاع كبير أو لوح جاسئ بتخانة عالية مع طرح وزن الكمرّة أو اللوح (أى منهما يمكن حسابه) من قوة رد الفعل الرأسى للركيزة للحصول على رد الفعل الصحيح .
- ٣- نستخدم كمرّة جاسئة بقطاع كبير أو لوح جاسئ بتخانة عالية ولكن من مادة جديدة خواصها مطابقة تماماً لخواص الخرسانة المسلحة المستخدمة بالبرنامج لعناصر المنشأ ، ولكنها ذات وزن حجمى ضئيل للغاية ويمكن إهماله (٠.٠٠٠١ طن/م^٣ مثلاً) ، وبالتالي لا يؤثر وزن الكتلة الكبيرة للكمرّة أو اللوح في الحل .

١٠ نقوم بتعريف أحمال الزلازل بالملف ، وهى : (Fx, Fy, Mzx, Mzy) ، مع وضع قيمة معامل الوزن الذاتى (Self Weight Multiplier) لأى حمل مساوياً للصفر .

١١ فى مستوى أول سقف بعد ظهر الأساسات (بدروم أو أرضى) نقوم بإدخال أحمال الزلازل التى سبق حسابها ونضعها فى نقطة مركز ثقل أحمال الدور (سبق إيجادها) سواء كانت الأحمال قوة فى اتجاه محور (X) أو محور (Y) أو عزم دوران حول محور (Z) ، ثم نكرر هذه الخطوة لجميع الأسقف التالية .

ملحوظة مهمة : قد يحدث ونجد أن نقطة مركز ثقل أحمال الدور تقع فى منطقة فراغ منور أو فراغ سلم مثلاً ، لذلك نلجأ إلى إحدى الطرق الآتية :

- ١- يمكن ترك النقطة كما هى دون عمل أى تعديل حيث أن النقطة ستكون مرتبطة مع بقية نقاط السقف كما سيأتى شرحه لاحقاً بالخطوة رقم (١٢) .
- ٢- اختيار أقرب نقطة لمركز ثقل الأحمال تقع على عنصر إنشائى ، وذلك فى مسافة حوالى ٠.٥٠ أو ١.٠٠ متر بعد أقصى ، حيث لا تؤثر مسافة الترحيل البسيطة هذه (مقارنةً بأبعاد المنشأ) على دقة الحل .
- ٣- إضافة عنصر إنشائى (Frame element) صغير (كمرّة مثلاً أو Link) لربط نقطة مركز ثقل الأحمال لأقرب عنصر إنشائى بالدور .

١٢ يتم عمل ربط بشكل معين لنقاط مستوى كل دور معاً عن طريق نوع من القيود (Constraints) لنقاط كل دور على حدة ، وهذا النوع المطلوب من القيود يسمى (Diaphragm) .

نختار جميع نقاط مستوى أول سقف بعد ظهر الأساسات (بدروم أو أرضى) ثم :

Assign → Joint → Constraints → Add Diaphragm

سنجد نقاط السقف قد ربطت بقيد (Diaphragm1) ، وسيقوم البرنامج تلقائياً بتحديد المحور الرأسى (Z) على مستوى القيد . ثم نختار السقف التالى ونكرر نفس الخطوة (Diaphragm2) وهكذا لجميع الأسقف .

نقوم بعمل تجميعات حالات التحميل (Combinations) للأحمال الموجودة بالملف ، وهي كما يلي :

LOAD COMBINATION MULTIPLIERS :

COMBO	COMBO TYPE	CASE	FACTOR	LOAD TYPE
FX+MZX	ADD	FX	1	STATIC (QUAKE)
	ADD	MZX	1	STATIC (QUAKE)
FX-MZX	ADD	FX	1	STATIC (QUAKE)
	ADD	MZX	-1	STATIC (QUAKE)
FY+MZY	ADD	FY	1	STATIC (QUAKE)
	ADD	MZY	1	STATIC (QUAKE)
FY-MZY	ADD	FY	1	STATIC (QUAKE)
	ADD	MZY	-1	STATIC (QUAKE)
X-DIR	ENV	FX+MZX	1	COMBO
	ENV	FX-MZX	1	COMBO
Y-DIR	ENV	FY+MZY	1	COMBO
	ENV	FY-MZY	1	COMBO
EXTREME	ENV	X-DIR	1	COMBO
	ENV	Y-DIR	1	COMBO

نقوم بحل الملف وعمل (Run) له ، وبعد انتهاء الحل يمكننا تحديد قيم الترخيم والإزاحات الأفقية عند أي نقطة تحت تأثير حالة التحميل المطلوبة .

نوجد ردود أفعال الركائز لإيجاد القوى الداخلية لتصميم مقاطعات الأعمدة وحوائط القص والقلب الخرساني ، ويتمثل رد الفعل المطلوب للتصميم في قوة رأسية (محورية) (N. F) وعزم انحناء (B. M) .

← بالنسبة للأعمدة وحوائط القص التي اتجاهها القوى (البعد الأكبر لها) موازٍ لمحور (X) ، نوجد ردود الأفعال لها من حالة (X-DIR Combo) .

← بالنسبة للأعمدة وحوائط القص التي اتجاهها القوى (البعد الأكبر لها) موازٍ لمحور (Y) ، نوجد ردود الأفعال لها من حالة (Y-DIR Combo) .

← بالنسبة للقلب الخرساني ، نوجد رد الفعل له مرتان : الأولى من حالة (X-DIR Combo) ، والثانية من حالة (Y-DIR Combo) حيث سيتم تصميمه مرة لكل اتجاه .

وبديهي أننا لم نأخذ حالة (Fx) مثلاً بمفردها داخل (X-Dir Combo) لأن القوة المصحوبة بعزم الالتواء ستعطي رد فعل أكبر من تلك التي بمفردها ، وكذلك الحال بالنسبة لحالة (Fy) .

نضع بيانات مقاطعات الأعمدة والقوى الداخلية بها في صورة جدول ، وذلك لسهولة وتنظيم خطوات الحل والتصميم ، مع التأكيد والتكرار مرة أخرى أن القوى الناتجة من حل الملف تكون تشغيلية (Working) .
بالنسبة للأحمال الرأسية (التي تؤخذ من نتائج حل ملف سقف الدور المتكرر) فإن القوى المحورية (N. F) تمثل حمل العمود شاملاً وزنه ، ونرمز لها بالرمز (Nv) .

كما أنه يوجد دائماً عزم انحناء على قطاع العمود ناتج عن الأحمال الرأسية ، وهو ناتج من عدة عوامل أهمها أنه لا يوجد فعلياً عمود محمل محورياً (Axially Loaded) دون ترحيل للقوة عن مركز قطاع العمود .
وتؤخذ قيمة عزم الانحناء (Mv) في حالة الحمل الرأسى للعمود كما يلي :

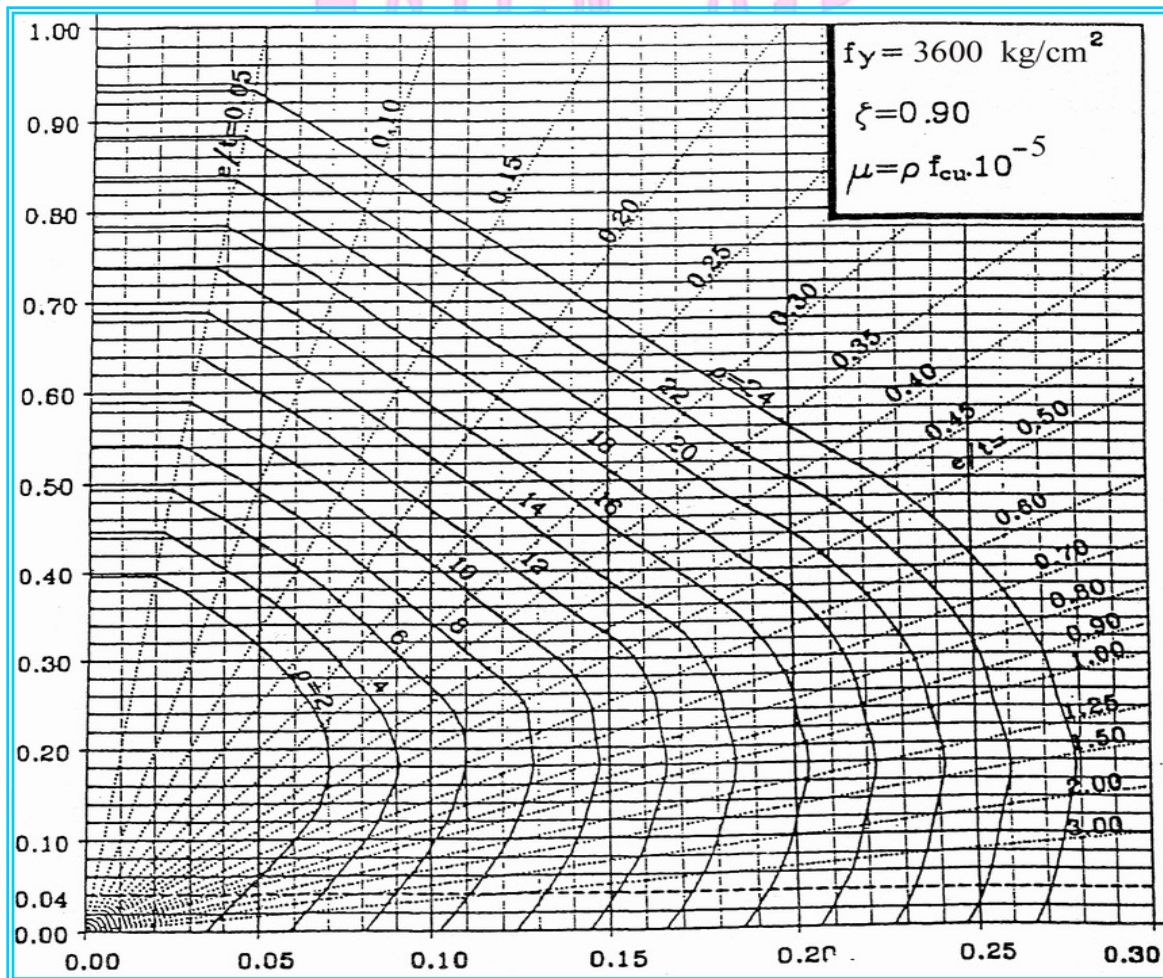
$$Mv = Nv \cdot (e)_{min} , (e)_{min} = \text{bigger of } [2 \text{ cm OR } 5\% t]$$

بالنسبة للقوى الداخلية للعمود ، والناتجة من الزلزال فإنها كما ذكرنا سابقاً سوف تؤخذ من حالتى (X-Dir Combo , Y-Dir Combo) حسب الاتجاه القوى (الضلع الأكبر) للعمود . مع مراعاة أن القوة الرأسية (NEQ) الناتجة من الزلزال توضع قيمتها بدون إشارة سواء كانت ضغطاً أو شداً .

تأتى الآن خطوة تصميم قطاع العمود تحت تأثير أحماله . وسيتم تصميم المقاطعات تحت تأثير قوى ضغط (N. F) مصحوبة بعزوم انحناء (B. M) ، وبطريقة حالات الحدود (Ultimate) حيث سيستخدم المنحنى المعروف (Interaction Diagram) ، والذى خواصه كما يلي :

$$f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2 , \xi = 0.90 , \text{ Uniform Steel Distribution}$$

وهو موجود بملحق الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية - جزء "مساعدات التصميم" (Design Aids) ، وأيضاً بكتاب وجدول تصميم الخرسانة للدكتور/ شاكر البحيرى .



يتم تصميم الأعمدة على حالتين ، وتؤخذ الحالة التي تعطى تسليحاً أكثر ، وهاتان الحالتان هما :

CASE (I) :

$$Nu = 1.5 N_v$$

$$Mu = 1.5 M_v$$

CASE (II) :

$$Nu = [1.5 N_v + 1.6 NEQ] \times 0.8$$

$$Mu = [1.5 M_v + 1.6 MEQ] \times 0.8$$

حيث نحسب لكل حالة منهما الآتي :

$$\text{Eccentricity (e)} = M / N$$

$$e/t < 0.5$$

Small ecc.

$$e/t \geq 0.5$$

Big ecc.

For Small Eccentricity :

→→ Use Interaction Diagram

$$\frac{Nu}{f_{cu} b t} , \frac{Mu}{f_{cu} b t^2} \rightarrow \text{get } \rho \quad (\text{From Curve}) - \text{Small ecc.}$$

$$\mu_{tot} = \rho \cdot f_{cu} \cdot 10^{-5} \rightarrow \text{Take max. of } (\mu)_I , (\mu)_{II}$$

$$A_{s \text{ tot}} = \mu_{tot} \times A_c$$

$$= \mu_{tot} \times (b \cdot t) \quad \text{cm}^2$$

For Big Eccentricity :

→→ Use First Principles

القطاع أقرب لكمرة منه لعمود

$$e_s = e + t/2 - \text{cover}$$

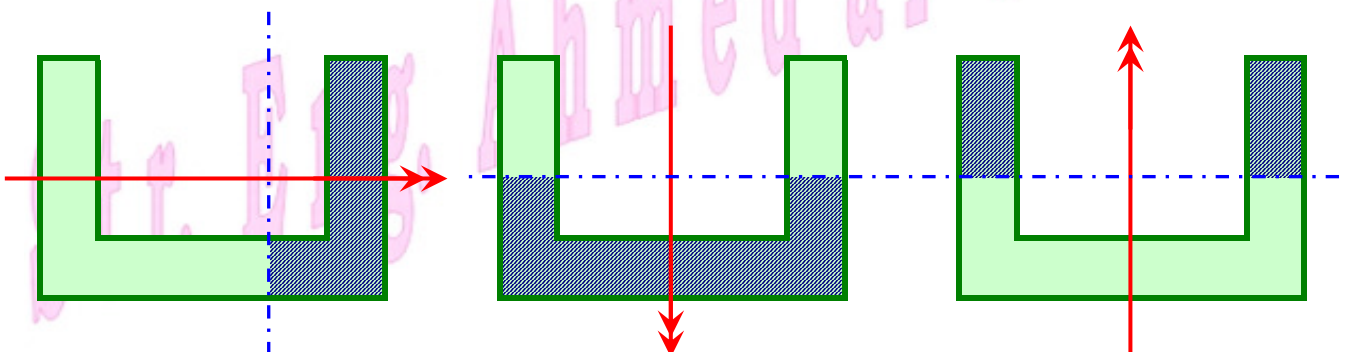
$$M_{us} = N_u \cdot e_s$$

$$d = c_1 \sqrt{\frac{M_{us} \times 10^5}{f_{cu} \times b}} \quad \text{get : } c_1, J$$

$$A_s = \frac{M_{us}}{J \cdot d \cdot f_{sy}} - \frac{N_u}{f_{sy} / \gamma_s} = \dots \quad \text{cm}^2 \quad \text{per Side}$$

بالنسبة للقلب الخرساني (Core) فيتم فرض تسليحه الرأسية عادةً ٧ # ١٢ م أو ٧ # ١٦ م لكل جانب ، مع زيادة أسياخ تسليح عند الأركان (٤ # ١٦ أو ٤ # ١٨ مثلاً) ، ويتم عمل تحقق (Check) للوزن الأقصى الذي يتحمله القطاع باستخدام المبادئ الأساسية (First Principles) .

ويتم عمل (Check) للحالات الموضحة للقلب الخرساني :



مثال توضيحي

All VL. Rft. = 7 # 16 / m'

As1 = 4 # 18

Loads : (wrk)

$$N_v = \text{---} t$$

$$N_{EQ} = \text{---} t$$

$$M_{EQ} = \text{---} mt$$

$$N = N_v + N_{EQ}$$

$$C = f_c \cdot (b) \cdot (0.8 Z)$$

$$= (0.67 f_{cu} / \gamma_c) \cdot (2 b_1) \cdot (0.8 Z)$$

$$= F (Z)$$

$$T_1 = A_{s1} \times 2 \times f_y / \gamma_s$$

$$T_2 = T_3 = A_{s2} \times f_y / \gamma_s$$

$$T_4 = A_{s4} \times 2 \times f_y / \gamma_s$$

$$T_5 = A_{s5} \times 2 \times f_y / \gamma_s$$

$$T_6 = A_{s6} \times 4 \times (0.5 f_y / \gamma_s)$$

$$\Sigma T = F (Z)$$

$$\Sigma (N \cdot F) = \text{ZERO} \rightarrow \boxed{N = C - T} \rightarrow Z = \text{---} \text{ cm}$$

at (N - A) :

Due to (C) : $M_C = C \cdot (Z - 0.4 Z) = \text{---} \text{ mt} \quad (+ \text{ve})$

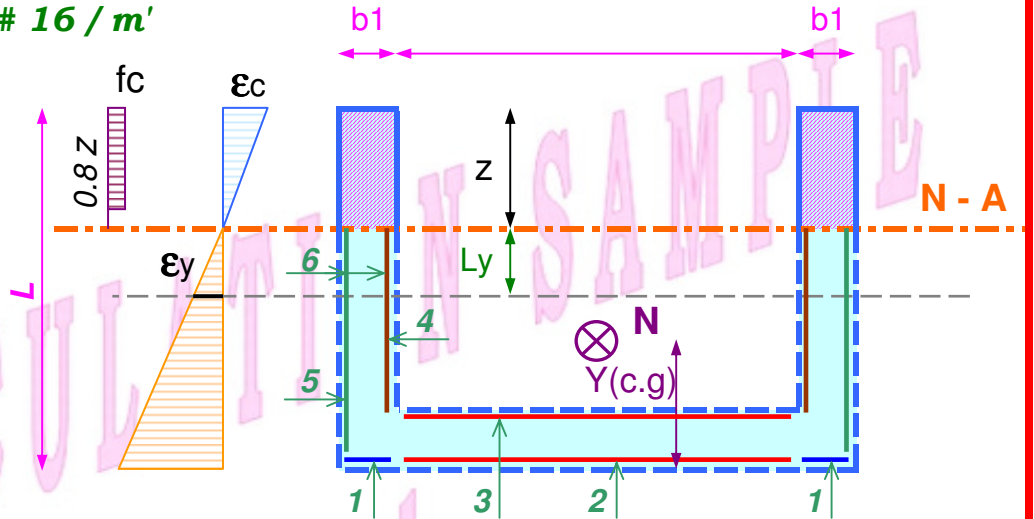
Due to (N) : $M_N = N \cdot (L - Y_{cg} - Z) = \text{---} \text{ mt} \quad (- \text{ve}) \text{ (under N-A)}$

Due to (T) : $M_T = \Sigma (T \cdot \text{arm}) = \text{---} \text{ mt} \quad (+ \text{ve})$

$$\text{Resistance Moment (MR)}_{ult} = \Sigma (M)$$

$$= M_C + M_N + M_T = \text{---} \text{ mt}$$

Check : $MR (ult) \geq (0.8 \times 1.6 \times M_{EQ}) \quad \underline{\underline{(SAFE)}}$



$$\epsilon_c = 0.003$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 0.001714$$

$$\frac{L_y}{Z} = \frac{\epsilon_y}{\epsilon_c}, \quad L_y = 0.571 Z$$

$$Y (c.g) = \text{---}$$

← ويمكن تمثيل تصميم الأعمدة بشكل جدول كما يلي لسهولة وتنظيم خطوات الحل والتصميم :

مثال توضيحي

(5 FLOORS)

MODEL (T)

Design of Columns subjected to (Normal Force + Bending Moment) :

250 kg/cm²

(Interaction Diagram) (f_{sy}=3600 kg/cm², ξ=0.90) (Uniform Steel Distribution)

Design Loads (Ult.)

(Working Loads)
(Seismic Load)

(Working Loads)
(Vt. Load)

COL.	b (cm)	t (cm)	N. F. (V.) (t)	B. M. (V.) (mt)	N. F. (E.O.) (t)	B. M. (E.O.) (mt)	Nu (t)	Mu (mt)	Ecc. ₁	Nu ₁ /(fou.b.t)	Mu ₁ /(fou.b.t ²)	ρ ₁ (req.)	Ecc. ₂	Nu ₂ /(fou.b.t)	Mu ₂ /(fou.b.t ²)	ρ ₂	μ ₂ (req.)	μ (tot.)	As (req.) (cm ²)	Group
1	30	60	76.0	2.28	7.3	14.6	114.00	3.42	Small	0.253	0.008	2.0	Small	0.223	0.079	3.2	0.80 %	1.00 %	18.00	A
2	30	50	60.0	1.50	7.9	8.5	90.00	2.25	Small	0.240	0.008	2.0	Small	0.219	0.068	2.2	0.55 %	1.00 %	15.00	
3	30	50	61.2	1.53	20.6	8.3	91.80	2.30	Small	0.245	0.008	2.0	Small	0.266	0.066	3.0	0.75 %	1.00 %	15.00	
4	30	70	81.2	2.84	12.9	15.3	121.80	4.26	Small	0.232	0.008	2.0	Small	0.217	0.063	2.0	0.50 %	1.00 %	21.00	B
5	30	70	88.8	3.11	15.3	15.7	133.20	4.66	Small	0.254	0.008	2.0	Small	0.240	0.065	2.0	0.50 %	1.00 %	21.00	
6	30	50	33.2	0.83	8.9	6.3	49.80	1.25	Small	0.133	0.004	2.0	Small	0.137	0.048	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
7	30	50	46.0	1.15	12.2	8.3	69.00	1.73	Small	0.184	0.006	2.0	Small	0.182	0.064	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	C
8	30	115	49.2	2.83	3.5	60.2	73.80	4.24	Small	0.086	0.003	2.0	BIG	Mus = 115.1	As = 18.7 /side					
9	30	86	40.4	1.74	10.1	27.1	60.60	2.61	Small	0.094	0.003	2.0	BIG	Mus = 61.3	As = 8.45 /side					
10	30	50	31.2	0.78	12.0	8.3	46.80	1.17	Small	0.125	0.004	2.0	Small	0.141	0.082	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	D
11	30	80	94.0	3.76	34.9	28.3	141.00	5.64	Small	0.235	0.008	2.0	Small	0.262	0.083	4.4	1.10 %	1.10 %	26.40	
12	30	50	45.2	1.13	19.5	9.7	67.80	1.70	Small	0.181	0.006	2.0	Small	0.211	0.073	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
13	30	50	39.2	0.98	15.7	8.2	58.80	1.47	Small	0.157	0.005	2.0	Small	0.179	0.062	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	E
14	30	50	36.0	0.90	10.3	6.5	54.00	1.35	Small	0.144	0.005	2.0	Small	0.150	0.050	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
15	30	50	58.8	1.47	6.8	8.9	88.20	2.21	Small	0.235	0.008	2.0	Small	0.211	0.070	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
16	30	50	44.4	1.11	9.1	6.8	66.60	1.67	Small	0.178	0.006	2.0	Small	0.173	0.054	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	F
17	30	50	36.8	0.92	2.0	7.1	55.20	1.38	Small	0.147	0.005	2.0	Small	0.125	0.054	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
18	30	80	112.8	4.51	11.8	23.6	169.20	6.77	Small	0.282	0.009	2.0	Small	0.251	0.074	3.0	0.75 %	1.00 %	24.00	
19	30	63	51.2	1.61	6.8	13.0	76.80	2.42	Small	0.163	0.005	2.0	Small	0.148	0.062	2.0	0.50 %	1.00 %	18.90	G
20	30	50	38.8	0.97	1.7	7.5	58.20	1.46	Small	0.155	0.005	2.0	Small	0.130	0.057	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
21	30	50	59.2	1.48	1.3	7.8	88.80	2.22	Small	0.237	0.008	2.0	Small	0.194	0.063	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
22	30	50	34.8	0.87	6.5	6.5	52.20	1.31	Small	0.139	0.005	2.0	Small	0.134	0.050	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	H
23	30	60	79.2	2.38	1.1	14.3	118.80	3.56	Small	0.264	0.009	2.0	Small	0.214	0.078	3.3	0.83 %	1.00 %	18.00	
24	30	50	59.2	1.48	10.8	6.7	88.80	2.22	Small	0.237	0.008	2.0	Small	0.226	0.053	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
25	30	50	34.8	0.87	6.8	7.4	52.20	1.31	Small	0.139	0.005	2.0	Small	0.135	0.056	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	I
26	45	45	81.6	1.84	5.8	7.6	122.40	2.75	Small	0.242	0.008	2.0	Small	0.208	0.052	2.0	0.50 %	1.00 %	20.25	
27	30	60	56.0	1.68	6.8	12.5	84.00	2.52	Small	0.187	0.006	2.0	Small	0.169	0.067	2.0	0.50 %	1.00 %	18.00	
28	30	50	55.6	1.39	10.4	7.0	83.40	2.09	Small	0.222	0.007	2.0	Small	0.213	0.057	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	J
29	30	50	32.0	0.80	7.4	6.6	48.00	1.20	Small	0.128	0.004	2.0	Small	0.128	0.050	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	
30	40	40	69.2	1.38	4.2	5.3	103.80	2.08	Small	0.260	0.009	2.0	Small	0.221	0.053	2.0	0.50 %	1.00 %	16.00	
31	40	40	80.0	1.60	2.5	5.3	120.00	2.40	Small	0.300	0.010	2.0	Small	0.248	0.054	2.0	0.50 %	1.00 %	16.00	K
32	30	50	68.8	1.72	11.2	8.9	103.20	2.58	Small	0.275	0.009	2.0	Small	0.258	0.072	3.0	0.75 %	1.00 %	15.00	
33	30	50	30.8	0.77	11.6	6.6	46.20	1.16	Small	0.123	0.004	2.0	Small	0.138	0.050	2.0	0.50 %	1.00 %	15.00	

M_v = N_v · (e)_{min} = N_v · (0.05t) (Own Wt. of Column is included in N_v)

Case (1): N_u = 1.5 N_v

M_u = 1.5 M_v

Case (2): N_u = 0.8 (1.5 N_v + 1.6 N_{EQ})

M_u = 0.8 (1.5 M_v + 1.6 M_{EQ})

بالنسبة لتصميم الكمرات فيتم إيجاد القوى الداخلية لها ، والنتيجة عن الزلزال عن طريق حالة التجميع (Extreme Combo) ، وهى حالة تخيلية لأنها تفترض وقوع الزلزال فى الاتجاهين (X, Y) معاً فى آن واحد ، وليس فى اتجاه واحد .

ونلجأ لهذه الحالة التخيلية فقط لإيجاد عزوم الانحناء فى خطوة واحدة للكمرات الموازية لمحور (X) والكمرات الموازية لمحور (Y) بدلاً من إيجادها لكل اتجاه على حدة .

ونجد لكمرة ما أن عزم الانحناء (M33) من الزلزال يختلف من دور لآخر . لذلك نختار عدة كمرات عشوائية موازية لمحور (X) ، وأخرى موازية لمحور (Y) ، ثم ندرس المستوى الرأسى المار بالكمرة مرة فى اتجاه (X) والأخرى فى اتجاه (Y) ، ونختار مستوى الدور الذى يمكن أن نعتبره ممثلاً لعزوم الانحناء (M33) الناتجة عن الزلزال ، وسنجد غالباً منسوب السقف الثانى أو الثالث مقاساً من ظهر الأساسات .

على رسم النظام الإنشائى لسقف المتكرر نكتب قيم عزوم الانحناء (بدون إشارات) والنتيجة عن الزلزال عند أماكن الركائز (الأعمدة) حيث أنها نقاط تقاطع الهيكل الخرسانى الحامل للمنشأ والمقاوم لأحمال الزلازل ، ويمكن إهمال قيم عزوم الانحناء الصغيرة (الأقل من ٣ طن.متر مثلاً) .

على رسم آخر للنظام الإنشائى لنفس السقف المتكرر نكتب قيم عزوم الانحناء (مع مراعاة الإشارة) والنتيجة عن الأحمال الرأسية عند نفس أماكن الركائز (الأعمدة) .

يتم تصميم قطاع الكمرة عند الركيزة مرتان ، فمثلاً لكمرة ما عند الركيزة نجد أن عزم الانحناء الناتج من الزلزال (١٢) طن.م ، وعند نفس النقطة نجد عزم الانحناء من الأحمال الرأسية (-٦) طن.م ، وبالتالى :

المرة الأولى : قيمة عزم الانحناء من الزلزال تكون موجبة (الشدة أسفل الكمرة) ، وبالتالى يلزم التأكد أن القطاع الخرسانى مع حديد التسليح السفلى الممتد حتى الركيزة (الحديد العدل) يكفيان لمقاومة عزم انحناء مقداره (١٢ +) طن.م .

المرة الثانية : التأكد أن القطاع الخرسانى مع حديد التسليح المكسح والحديد العلوى الممتد بعد الركيزة (إن وجد) يكفون لمقاومة عزم انحناء مقداره (- ١٨) طن.م ، حيث أن عزم الانحناء من الزلزال أصبح سالباً ، لأن عزوم الانحناء من الزلزال يتبدل اتجاهها .

بالنسبة لقوى القص المصاحبة للزلزال فإن اتجاهها يتغير مع تغير اتجاه الزلزال . لذلك فمن الأفضل تصميم الكمرات لمقاومة قوى القص بالكامل بواسطة الكانات فقط دون الاعتماد على مقاومة جزء من قوى القص بواسطة الأسياخ المكسحة (Bent Bars) .

ملحوظة :

فى الإصدارات الحديثة من برنامج (SAP) لا نحتاج لحساب مكان مركز ثقل الدور ، حيث يوجد بجزء تعريف الأحمال بالبرنامج (Load Patterns) جزء خاص بالحمل الجانبى (القوى الأفقية على المنشأ) حيث يتم أولاً عمل (Diaphragms) بجميع الأدوار ، ثم نعرف فقط القوى (Fx, Fy) ونعدل نمط الحمل الجانبى لهما (Auto Lateral Load Pattern) ليصبح معرفاً بأنه (User Loads) ، ومن تعديل نمط الحمل (Modify Lateral Load Pattern) يمكننا اختيار إما أن نضع الحمل فى نقطة معينة نختارها (Specified Application Point) وستكون بالطبع مركز ثقل أحمال الدور التى سبق وحسبنا إحداثياتها ، أو اختيار أن يقوم البرنامج بوضع الحمل فى مركز الكتلة (البرنامج يحسب مكان مركز الثقل) ، مع قيمة ترحيل نسببة نختارها ٥% بسبب عزوم الالتواء حول محور Z (كما سبق شرحه) .

تصميم أساسات المنشأ

لبشة خرسانية مسلحة

Reinforced Concrete Raft

كما سبق وذكرنا في بداية حسابات تصميم المنشأ ، أنه لتفادي حدوث أخطاء في الحسابات سوف نستخدم الأحمال والقوى من البداية كأحمال تشغيلية (Working) وعدم تحويلها إلى أحمال حالات الحدود (Ultimate) إلا عند تصميم القطاعات بعد إيجاد القوى الداخلية في العناصر .

كما أن خواص التربة تكون دائماً معطاة بأحمال تشغيلية ، مثل : إجهاد تحمل التربة وتماسك التربة ومقاومة التربة للقص ، وغيرها من الخواص .

← نلجأ لاستخدام اللبشة (Raft) عندما نجد أن مسطح القواعد (مساحة الأساسات) المطلوبة تمثل حوالى ٧٠% أو أكثر من مساحة الأرض ، وذلك لتوفير كل من الشدة الخشبية والوقت والمجهود .

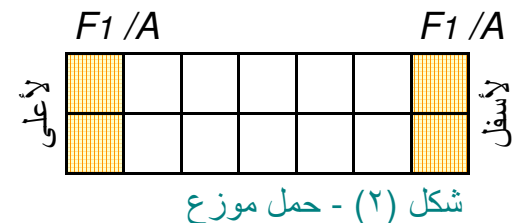
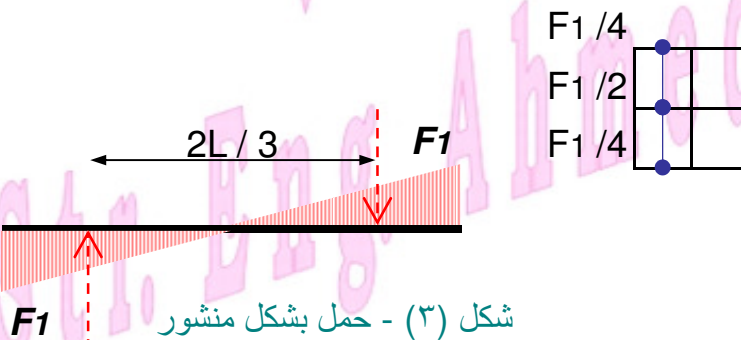
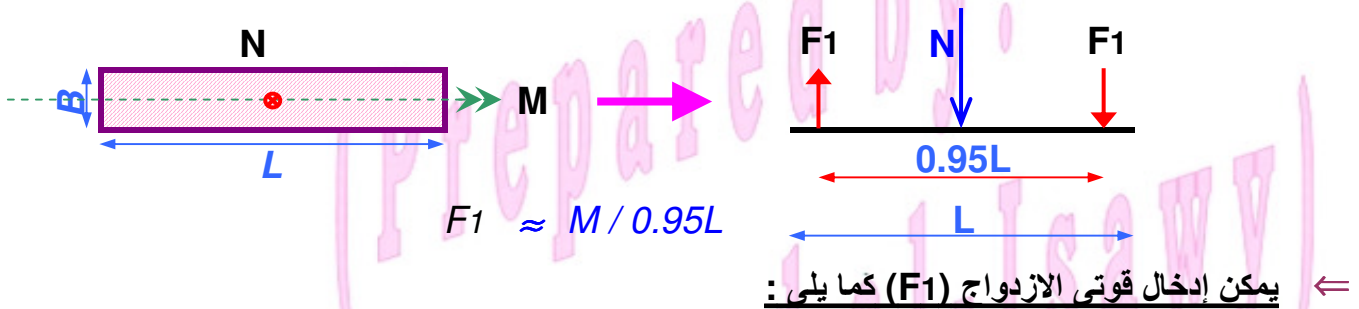
← لتصميم اللبشة المسلحة يجب أن يتم إدخال أحمال الأعمدة كقوى رأسية (N.F) وعزوم انحناء (B. M) ، وهما ناتجان من الأحمال الراسية وأحمال الزلازل .

← ولا توجد مشكلة في إدخال أحمال القوى الرأسية على اللبشة ، ولكن المشكلة تكمن في إدخال أحمال عزوم الانحناء عليها حيث أن العملية ستكون طويلة ومعقدة بسبب عاملين :

أولاً : تغير اتجاه العزوم نتيجة تغير اتجاه قوة الزلازل في الاتجاه المعاكس (وقد تتغير قيمة العزم) ، وبالتالي يجب إدخال العزم مرتان (حالتا تحميل) .

ثانياً : لإدخال عزم انحناء العمود على اللبشة يوضع كعزم مركز (Concentrated Moment) مما يعطى تركيزاً عالياً للإجهادات عند هذه النقطة أو يوضع على هيئة قوتين في اتجاهين متعاكسين (بشكل ازدواج Couple) إحداهما لأسفل (ضغط) والأخرى لأعلى (شد) مع حساب نقطة تأثير كل منهما .

ويمكن تمثيل ذلك بتأثير القوتين في نقطتين المسافة بينهما حوالى ٩٥% من بُعد العمود المقاوم للعزم (أى في اتجاه العزم) .



← نجد أن أيّاً من الحلين (١) و (٢) لتمثيل قوتى عزم الازدواج سينتج عنه تركيز عالٍ للإجهادات فى طرفى العمود ، بالإضافة إلى عدم وجود تحميل بمعظم مساحة مقطع العمود .

← أفضل الحلول هو الحل رقم (٣) لأنه الأقرب للحالة الحقيقية للتحميل وتمثيل عزم الازدواج على كامل مساحة مقطع العمود ، ولكن نجد أنه يصعب إدخال الحمل بهذا الشكل ، مع مراعاة أن قيمة الحمل سيتم إدخالها مرتان (كما بالبند أولاً بعاليه) .

← لذلك من أجل سهولة خطوات الحل يتم اتباع الآتى :

نستخدم القوى المحورية فقط (N. F) ، والنتيجة من التحميل الرأسى وأحمال الزلزال ، ثم نزيد قيمتها بمقدار حوالى (١٠ - ١٥ %) ، وذلك لأخذ تأثير قيم عزوم الانحناء وتغير اتجاهها فى الاعتبار .

$$N = [N_v + NEQ] \times (1.10 \rightarrow 1.15)$$

← وهذه الزيادة تغطى بشكل معقول قيمة عزوم الانحناء الناتجة عن الزلزال على اللبشة .

← وتؤخذ إشارة (NEQ) دائماً مع اتجاه الحمل الرأسى للعمود (ضغط) حتى لو نتج من الحل أنها شد ، لأن قيمتها فى حالة الشد مهملة إذا ما قورنت بالحمل الرأسى للعمود ، ولسبب آخر هو أنها ستكون ضغطاً مع تغير اتجاه قوة الزلزال . وبالتالي فإننا نأخذ فى الاعتبار القوة (NEQ) ذات القيمة العددية الأكبر .

وسنجد أننا لسنا فى حاجة لمعرفة أى القوتين أكبر ، لأنه كما سبق بملف المنشأ تحت تأثير احمال الزلازل سنجد أن ناتج الحل من (X-Dir Combo) مثلاً سيأخذ القوة الأكبر من (Fx+Mzx) أو (Fx-Mzx) لأن تجميعية الحل تم فيها اختيار (Envelope) ، وبالتالي سيعطى الحل قيمة الناتج الأكبر عددياً .

وبالتالى لعمل التصميم لللبشة المسلحة نجد أنه معلوم لدينا الآتى :

(١) قطاعات الأعمدة

(٢) الأحمال الرأسية للأعمدة (Working) والنتيجة من الأحمال الرأسية (تشمل وزن الأعمدة) .

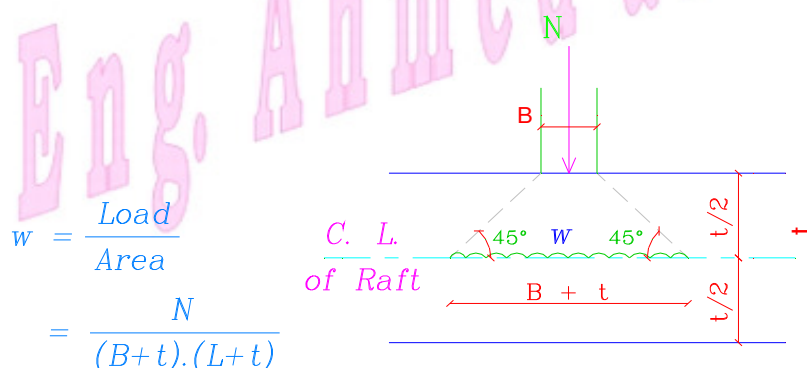
(٣) الأحمال الرأسية للأعمدة (Working) والنتيجة من أحمال الزلزال .

وسنقوم ببعض الافتراضات لحل اللبشة كما يلى :

(١) لفرض تخانة (جساءة) معقولة لللبشة المسلحة نجد (بالخبرة) أن كل دور ارتفاع يعادل حوالى ١٠ سم من تخانة اللبشة . وبالتالي يمكن فرض تخانة اللبشة فى حالتنا هذه (١٣ دور) حوالى ١٢٥ سم أو ١٣٠ سم .

(٢) للزيادة فى الأمان يتم إهمال الخرسانة العادية تحت اللبشة المسلحة من أى حسابات ببرنامج (SAP) حتى لو كان سمكها أكبر من ٢٠ سم ، حيث نعتبرها دائماً "قشرة نظافة" وحماية للخرسانة المسلحة والغطاء الخرسانى لحديد التسليح السفلى لللبشة .

(٣) يتم إجراء الحسابات عند منتصف تخانة اللبشة المسلحة . وبالتالي فإن حمل العمود الذى أبعاد قطاعه (BxL) سيكون بصورة حمل منتظم موزع على مساحة مقدارها (B+t)(L+t) حيث (t) تخانة اللبشة المسلحة .



(٤) يتم تقسيم مسطح اللبشة إلى شبكة (Mesh) يفضل أن تكون بأبعاد (٥٠×٥٠سم) قد تزيد لتصبح (١.٠٠×١.٠٠متر) أو تقل لتصبح (٢٥×٢٥سم) حسب أبعاد الأساس والدقة المطلوبة (لبشة كبيرة أو قاعدة مشتركة مثلاً) . ولا يفضل زيادة أبعاد العنصر عن (١.٠٠×١.٠٠متر) .

(٥) لتمثيل التربة يتم اعتبار أن اللبشة ترتكز على ركائز مرنة بشكل زنبرك (Spring) عند كل نقطة (Joint) ، ويتم تمثيل كل زنبرك برقم يعبر عن انضغاطه ، يسمى هذا الرقم "معامل مرونة الزنبرك" (Spring Stiffness) ويحسب من المعادلة التالية :

$$\text{Spring Stiffness (K)} = K_s \times A \quad (\text{t/m})$$

حيث : (Ks) معامل رد فعل التربة (Modulus of Subgrade Reaction) .

(A) المساحة التي يرتكز عليها الزنبرك (الركيزة) (Area served by Joint) .

← ويُفترض أن يكون معامل رد فعل التربة معلوم القيمة حيث أنه من المعاملات المحسوبة والمعطاة في تقرير أبحاث التربة والأساسات الذي يشتمل على قطاعات الجسات المنفذة والاختبارات المعملية على عينات التربة ، ووحدات (Ks) هي (طن/م³) .

← أما إذا لم يكن (Ks) معلوم القيمة فيمكن فرض قيمته من علاقة تجريبية **كما يلي :**

$$K_s (\text{t/m}^3) = (100 \rightarrow 120) \times \text{Bearing capacity} (\text{t/m}^2)$$

← وبالتالي يمكن حساب معامل مرونة الزنبرك لكل نقاط الارتكاز مع مراعاة اختلاف قيمته حسب مكان الركيزة . فمثلاً الركيزة الداخلية (Internal Joint) ترتكز على مساحة أكبر من مساحة الركيزة الخارجية (Edge Joint) التي ترتكز بدورها على مساحة أكبر من مساحة الركيزة الركنية (Corner Joint) .

Example :

For Bearing Capacity = 12 t/m²

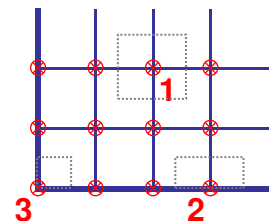
, Shell element (0.50x0.50m)

$$K_s \approx 100 \times 12 = 1200 \text{ t/m}^3$$

for Spring (1) : $K_1 = 1200 \times (0.50 \times 0.50) = 300 \text{ t/m}$

for Spring (2) : $K_2 = 1200 \times (0.50 \times 0.25) = 150 \text{ t/m}$

for Spring (3) : $K_3 = 1200 \times (0.25 \times 0.25) = 75 \text{ t/m}$



← ويمكن بطريقة تقريبية قسمة مسطح اللبشة على عدد نقاط الركائز (Joints) (والتي نوجدها باختيار الشكل كله في برنامج SAP) فنحصل على مساحة الركيزة الواحدة ونعتبرها ممثلة لجميع نقاط الركائز ونوجد بها قيمة واحدة لمعامل المرونة (Stiffness) لجميع نقاط اللبشة (داخلية - خارجية - ركنية) .

⇒ وسنشرح فيما يلي كيفية حل اللبشة الخرسانية المسلحة للمنشأ على برنامج التحليل الإنشائي (SAP2000) .

١ يتم الرسم أولاً في برنامج أوتوكاد (AutoCAD) حيث تُرسم حدود اللبشة كخطوط مستقيمة ، وقطاعات الأعمدة كمضلعات مقلدة (Polylines) .

← يتم رسم الحدود الخارجية لللبشة حسب المسافة الطرفية وحدود الجار (إن وجد) . ويراعى أن يكون شكل الحدود الخارجية لللبشة متقارباً مع شكل الحدود الخارجية للدور المتكرر ، وبالتالي نكون قد حافظنا بقدر الإمكان على انتظام الشكل والمساحة ، وعدم حدوث ترحيل (أو حدوث ترحيل طفيف) لمركز ثقل أحمال الدور المتكرر عن مركز ثقل أحمال اللبشة .

٢ يتم رسم عنصر (Element) من بلاطة اللبشة باستخدام أمر (3DFace) مع مراعاة الرسم في عكس اتجاه عقارب الساعة لتفادي انقلاب المحور العمودي (محور ٣) على مستوى العنصر في الاتجاه المعاكس .

يوضع العنصر في ركن اللبشة ، ثم نستخدم أمر (Array) لتكرار هذا العنصر في اتجاهي (X,Y) لاستكمال شكل اللبشة ، ثم تعديل أشكال بعض العناصر الطرفية أو الركنية لضبط شكل حدود اللبشة ، وبعد ذلك تتم إزالة الخطوط المستقيمة التي تم رسمها في البداية لتحديد شكل اللبشة .

مع ملاحظة أن بعض الإصدارات القديمة من برنامج (SAP2000) (قبل ver. 9) تشترط أن تكون عناصر (Frame) على طبقة (Layer) اسمها (SAP_Frames) ، وعناصر (Shell) على طبقة (Layer) اسمها (SAP_Shells) . والمهم وضع (Frames) معاً على طبقة واحدة و (Shells) معاً على طبقة أخرى مختلفة .

٣ يتم تحديد مساحات التحميل عند منتصف تخانة اللبشة ، وذلك عن طريق أمر (Offset) لمضلعات الأعمدة جهة الخارج بمقدار نصف تخانة اللبشة المسلحة (وهذا سبب رسمنا للأعمدة كمضلعات مقلدة) ، ثم نزيل مضلعات الأعمدة القديمة وعمل تفجير (Explode) للمضلعات الجديدة ، وذلك لتفادي حدوث خطأ ببرنامج (SAP) الذي لا يتعرف على الأعمدة بشكل (Polylines) بل يجب أن تكون خطوطاً مستقلة .

٤ يفضل نقل الشكل بالكامل إلى الربع الأول حيث جميع الإحداثيات موجبة وبحيث يكون قريباً وفي مكان مناسب من نقطة الأصل لتحسين رؤية الشكل في برنامج (SAP) .

٥ بعد الانتهاء من الرسم يتم حفظ الملف في صيغة (DXF) .

Save Drawing As → DXF-format

٦ في برنامج (SAP) ندخل على القائمة الرئيسية لعمل ملف جديد خاص باللبشة .

File → Import → DXF

وستظهر لنا نافذة في البرنامج لتحديد اتجاه المحور لأعلى ونختاره (Z) ، ولتحديد الوحدات حيث نختارها (Ton-m) ، ثم نقوم بحفظ الملف في المكان الذي نختاره ، وليكن اسم الملف (Raft) .

٧ نقوم بتعريف المادة المستخدمة وخواصها كما سبق وفعلنا في ملف حل سقف الدور المتكرر .

٨ نقوم بتعريف قطاع اللبشة ، ولدينا قطاع وحيد تخانته هي سمك اللبشة المسلحة (وليكن ١٢٥ سم) ونعطيه اسماً وليكن (Raft) أو أي اسم آخر .

Define → Shell (Area) Section → Modify / Show Section

Membrane thickness = Bending thickness = 1.25 m

نقوم بتعريف الركائز المرنة (Springs) حيث نقوم باختيار النقاط (Joints) المطلوب وضع زنبركات عندها ، ثم من القائمة الرئيسية كما يلي :

Assign → Joint → Spring

فتظهر لنا نافذة (Joint Springs) ونضع القيمة المطلوبة لمعامل المرونة حسب مكان نقطة الارتكاز كما سبق (داخلية - خارجية - ركنية) في الخانة المناظرة للاتجاه الرأسى (Z) وهى خانة (Translation 3) .

← وإذا أردنا أخذ احتكاك التربة فى الحساب يمكن أن نضع قيمة لكل من الاتجاهين (X, Y) فى الخانتين (Translation1, Translation 2) على الترتيب حيث نضع قيمة مقدارها حوالى (١ - ٢ %) من قيمة معامل المرونة فى اتجاه محور (Z) ، ولكن للزيادة فى الأمان نهمل هاتين القيمتين .

نقوم بتعريف الأحمال ، ولدينا حالة حمل وحيد وليكن اسمه (Load1) .

Define → Static Load Cases / Load Patterns

← ونقوم له بإدخال قيمة لمعامل الوزن (Self Weight Multiplier) .

ملحوظة مهمة :

يجب تحديد إجهاد تحمل التربة من حيث كونه صافياً (Net) أو كلياً (Gross) عند منسوب التأسيس ، حيث بناءً على نوعه سنقوم بإهمال وزن اللبشة المسلحة أو أخذه فى الاعتبار .

أولاً : فى حالة الإجهاد الصافى لتحمل التربة (Net Bearing Capacity) :

يؤخذ معامل الوزن مساوياً الصفر عند تعريف الأحمال لعدم أخذ وزن اللبشة فى الاعتبار أثناء الحل .

ثانياً : فى حالة الإجهاد الكلى لتحمل التربة (Gross Bearing Capacity) :

يؤخذ معامل الوزن مساوياً (١) عند تعريف الأحمال حيث يؤخذ وزن اللبشة فى الاعتبار أثناء الحل . وفى هذه الحالة يجب مراعاة زيادة حمل منتظم موزع لأسفل على اللبشة ناتج عن وزن تربة الردم مقاسةً من ظهر اللبشة المسلحة حتى منسوب أرضية الدور الذى فوق الأساسات (بدروم أو أرضى) مضافاً إليه أحمال هذا الدور وهى : (Floor Cover + Live Loads + Walls) .

لإدخال أحمال الأعمدة نختار أضلاع العمود ، وبمعرفة عدد عناصر (Shell) داخل أضلاعه يمكن حساب المساحة فى منتصف ارتفاع اللبشة (مساحة التحميل) والتي سيتم وضع حمل العمود عليها على صورة حمل منتظم موزع .

Example : For : $N = 210 \text{ t}$, 15 Shell Elements , Mesh (0.50x0.50m)

$$w = 210 / (15 \times 0.5 \times 0.5) = 56 \text{ t/m}^2$$

Assign → Shell (Area) Static Load → Uniform

وندخل قيمة الحمل بإشارة سالبة لأنه فى عكس الاتجاه الموجب لمحور (Z) ، ونكرر ذلك لجميع الأعمدة .

← بعد الانتهاء من إدخال قيم جميع الأحمال نقوم بإزالة خطوط أضلاع الأعمدة حيث أن مهمتها قد انتهت ، وكانت تتمثل فى تحديد عناصر (Shell) المطلوبة لإدخال حمل العمود عليها .

ويجب التنبيه على شيئين :

(أ) قد نجد أحياناً لبعض الأعمدة الخارجية أو الركنية أن بعض أضلاع الأعمدة بعد عمل (Offset) قد خرجت عن حدود اللبشة . وفى هذه الحالة يجب الانتباه وحساب المساحة الفعلية الموجودة على اللبشة فقط لوضع الحمل عليها .

ب) قد يحدث تداخل بين مساحتي التحميل لعمودين متقاربين ، ويتم إدخال الحمل لكل مساحة تحميل على حدة بغض النظر عن الأجزاء المشتركة .

هناك بعض المصممين يفضلون (للأمان) أخذ مساحة تحميل العمود الفعلية على ظهر اللبشة وليس بمنتصف ارتفاع اللبشة ، ووضع حمل العمود عليها .

١٢ يجب تحقيق شروط الاتزان لللبشة بحيث تكون متزنة (Stable) .

نقوم باختيار جميع نقاط اللبشة (الركائز) ، ثم تعريف القيود (Restrains) لها :

Assign → Joint Restraints



Translation 1



Translation 2



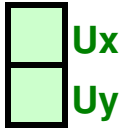
Rotation about 3

أي أن : جميع نقاط اللبشة ممنوعة من الحركة في اتجاهي (X, Y) وممنوعة من الدوران حول محور (Z) .

أو بعبارة أخرى : جميع نقاط اللبشة مسموح لها بالدوران حول محوري (X, Y) (عزوم الانحناء) ، ومسموح لها بالحركة الانتقالية في اتجاه محور (Z) (الهبوط) .

ويمكن تعريف القيود للركائز بطريقة أخرى ، وهي أن نجعل البرنامج يحدد قبل الحل أننا نقوم بالتحليل في المستوى الأفقي (تحليل ثنائي الأبعاد) .

Analyze → Set Options → Available DOFs (Degrees of Freedom)



أو نختار (Plane Grid)(XY-Plane) ، وسوف تتحدد (DOFs) تلقائياً لملائمة هذا النوع من التحليل ، ويتعرف البرنامج تلقائياً على شروط الاتزان ويحددها .

تعريف قيود الركائز مسبقاً يقلل بدرجة كبيرة من عدد معادلات الحل لأن لكل نقطة (٦) مجاهيل (٣ حركات انتقالية + ٣ حركات دورانية) ، وقد قلصنا العدد إلى (٣) مجاهيل فقط لكل نقطة ، وبالتالي تقليل عدد المجاهيل والمعادلات ووقت الحل وحجم الملفات الناتجة من الحل (Output Files) .

١٣ نقوم بحل الملف وعمل (Run) له ، وبعد انتهاء حل اللبشة يمكننا رؤية نتائج الحل ، وتحديد قيم الهبوط عند أي نقطة ، وقيم عزوم الانحناء حيث يكون شكل عزوم الانحناء على هيئة خطوط كونتورية .



تعطى عزوم الانحناء في اتجاه محور (X)

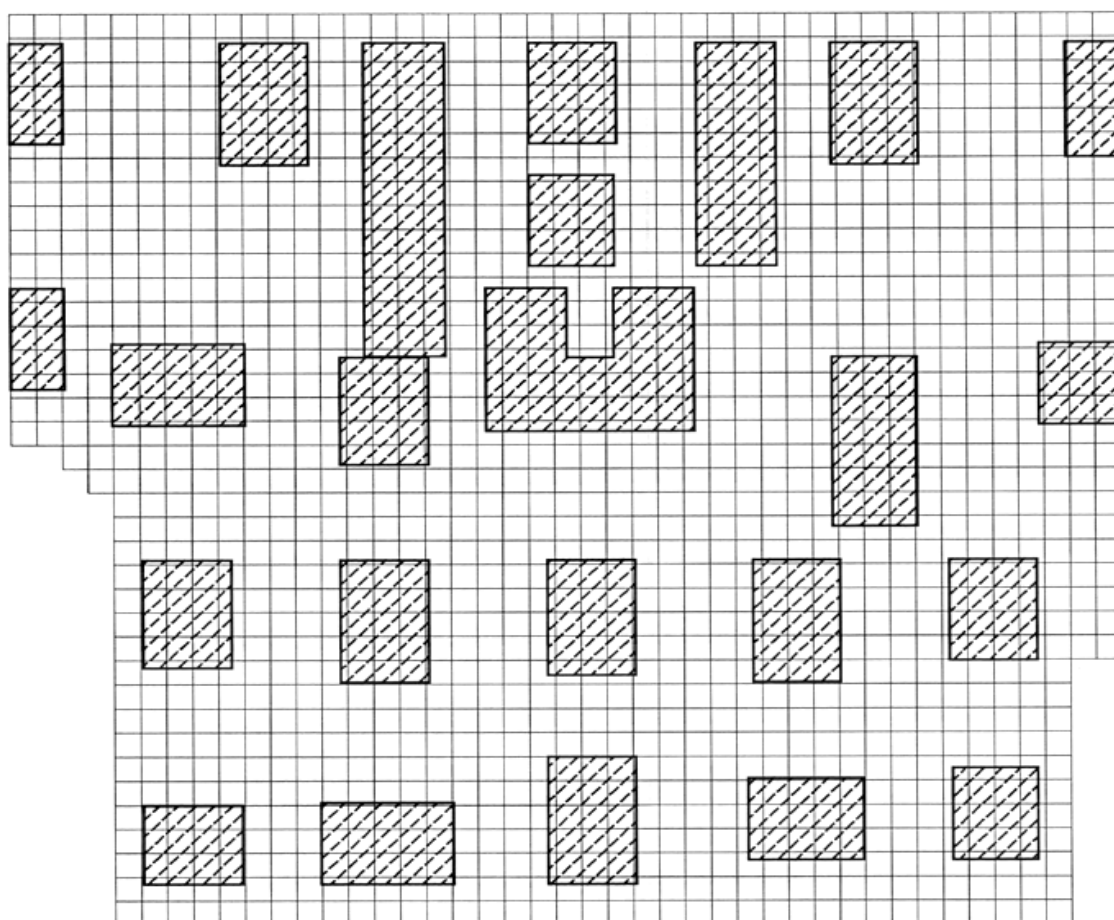


تعطى عزوم الانحناء في اتجاه محور (Y)

مع مراعاة أن القيم الموجبة للعزوم تكون أسفل اللبشة (جهة التربة) ، والقيم السالبة تكون أعلى اللبشة .



ويراعى أيضاً أن قيم عزوم الانحناء المستخدمة للتصميم جهة أسفل اللبشة يجب أن تؤخذ عند وجه العمود (كما في البلاطات اللاكمرية تماماً) .



Areas of Uniform Loads on Shells
(At Centerline of RAFT)

LOADS ON RAFT

COL.	Load (t)	1.15 Load (t)	No. of Shells	Load/Shell (t/m ²)	COL.	Load (t)	1.15 Load (t)	No. of Shells	Load/Shell (t/m ²)
1	201.50	231.73	10	92.7	13	561.88	646.16	21	123.1
2	339.95	390.94	20	78.2	14	252.85	290.78	9	129.2
3	435.83	501.20	39	51.4	15	238.55	274.33	12	91.4
4	204.10	234.72	15	62.6	16	321.75	370.01	15	98.7
5	121.88	140.16	12	46.7	17	276.90	318.44	15	84.9
6	449.80	517.27	40	51.7	18	320.45	368.52	15	98.3
7	312.65	359.55	15	95.9	19	198.90	228.74	16	57.2
8	269.10	309.47	10	123.8	20	145.28	167.07	12	55.7
9	196.30	225.75	10	90.3	21	326.95	375.99	15	100.3
10	330.85	380.48	15	101.5	22	363.35	417.85	15	111.4
11	250.25	287.79	15	76.7	23	255.45	293.77	15	78.3
12 (Core)	505.70	581.56	60	38.8	24	121.88	140.16	12	46.7

Area of ONE Shell = 0.25 m²

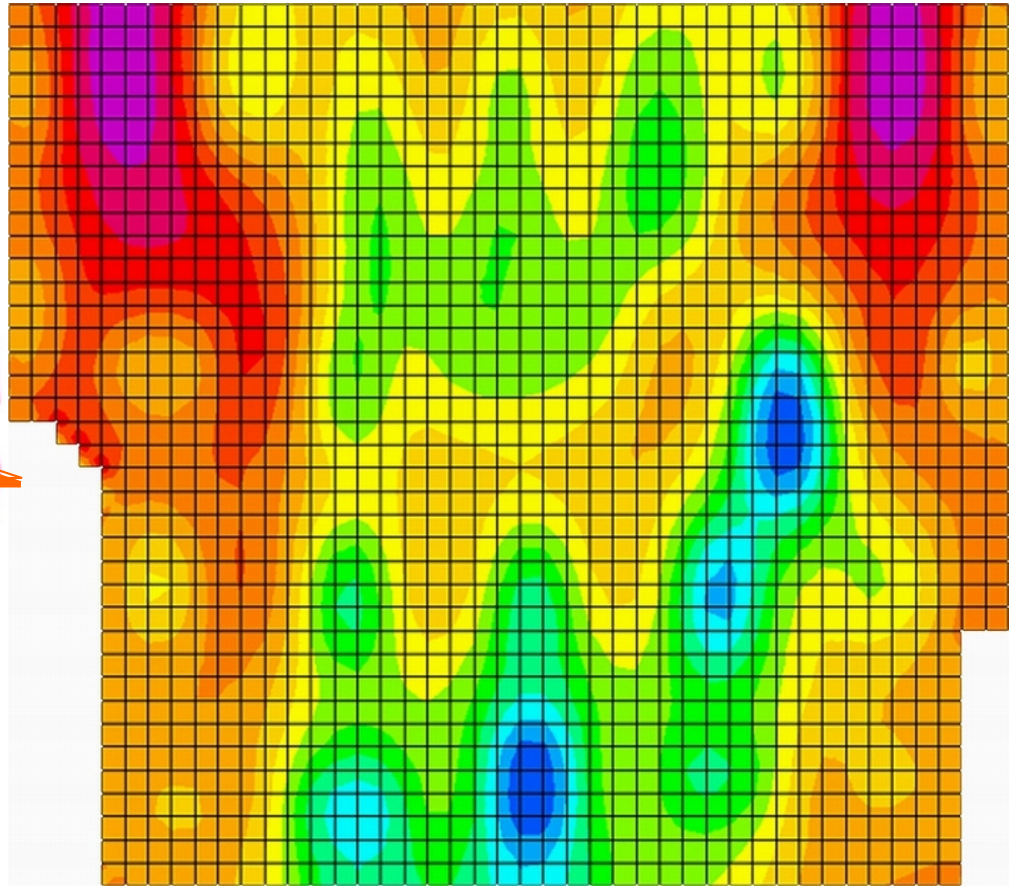
Load of Column is increased by (15 %) to take into consideration the effect of Bending Moment on Raft

مثال توضيحي

M11

$M_{top} = 37 \text{ mt/m'}$

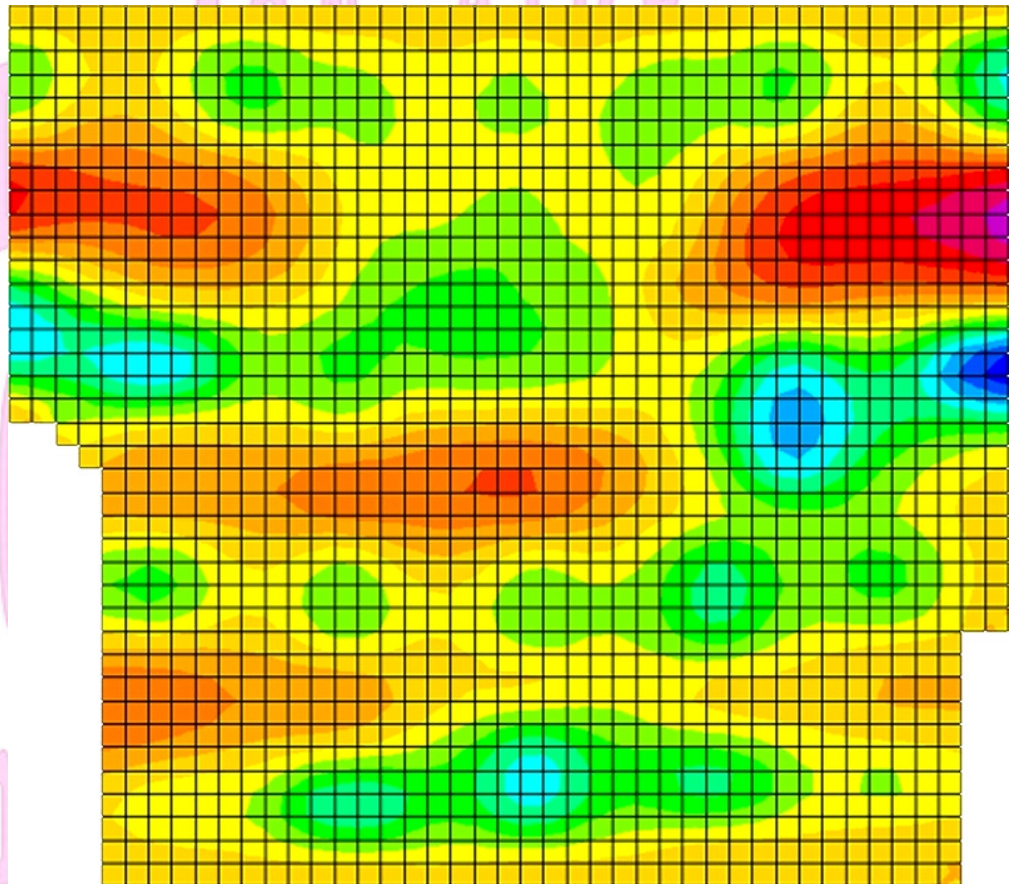
$M_{bott.} = 76 \text{ mt/m'}$



M22

$M_{top} = 42 \text{ mt/m'}$

$M_{bott.} = 73 \text{ mt/m'}$



لتصميم اللبشة نفترض أولاً وجود شبكتي تسليح سفلية وعلوية بقيمة متناسبة مع تخانة اللبشة ، ولتكن الشبكتان مثلاً (٨ # ٢٢ م) (أى مساحة تسليح = ٣٠.٤١ سم ٢) .

← ثم نوجد أقصى عزم انحناء يتحمله القطاع الخرساني لللبشة بغض النظر عن أى قيمة للتسليح .

$$t = 125 \text{ cm} , \quad d = t - 7 \text{ cm} = 118 \text{ cm}$$

Working

$$(f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2 , \alpha = 0.4)$$

$$f_c = 95 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 \approx 0.214 , \quad k_2 \approx 1739$$

$$118 = k_1 \sqrt{\frac{M_{\max} \times 10^5}{100}}$$

$$\therefore \boxed{M_{\max} = 304 \text{ m.t}}$$

$$A_s = \frac{304 \times 10^5}{1739 \times 118} = 148.15 \text{ cm}^2$$

التسليح المطلوب لمقاومة أقصى عزم انحناء

Ultimate

$$(M_u)_{\max} = R_{\max} (f_{cu}/\gamma_c) b d^2$$

$$= 0.194 \times (250/1.5) \times 100 \times (118)^2$$

$$\therefore \boxed{M_{u\max} = 450 \text{ m.t}}$$

$$c_1 = 2.78 , \quad c/d = 0.44 \text{ (OK)}$$

$$J = 0.716$$

$$A_s = \frac{450 \times 10^5}{0.716 \times 118 \times 3600} = 148 \text{ cm}^2$$

التسليح المطلوب لمقاومة أقصى عزم انحناء

وبالتالى لإيجاد قيمة عزم الانحناء الذى يستطيع قطاع اللبشة أن يتحمله بتسليح (٨ # ٢٢ / م) :

$$M_{Rw} = \frac{30.41}{148.15} \times 304$$

$$= \boxed{62.4} \text{ m.t}$$

$$M_{Ru} = \frac{30.41}{148} \times 450$$

$$= \boxed{92.5} \text{ m.t}$$

← أى أننا نضع شبكة تسليح سفلية وأخرى علوية ، وكل منهما (٨ # ٢٢ / م) بكامل مسطح اللبشة ، ونضع تسليحاً إضافياً (سفل أو علوى) بالأماكن التى بها عزوم الانحناء على اللبشة تزيد عن قيمة العزم (MR) الذى يتحمله قطاع اللبشة بتسليح (٨ # ٢٢ / م) .

ملاحظات :

← يفضل دائماً وضع شبكة تسليح إضافية (علوية وسفلية) فى أماكن حوائط القص (Shearwall) والقلب الخرساني (Core) نظراً لوجود تركيز إجهادات عالٍ بهذه المناطق ، حتى ولو لم تكن فى حاجة إلى وجود شبكة تسليح إضافية .

← فى حالة سمك اللبشة المسلحة أكبر من أو يساوى (١ متر) يتم وضع شبكة تسليح فى منتصف سمك اللبشة وبكامل مسطحها ، وهى من أجل مقاومة انكماش الخرسانة الناتج عن حرارة تفاعل الكمية الكبيرة من الأسمنت الموجودة باللبشة ، كما هو الحال فى حالة البراندات الجانبية (Shrinkage Bars) التى توضع بجانبى الكمرة . وتكون هذه الشبكة (Shrinkage Grid) بقيمة معقولة بالنسبة لأبعاد اللبشة ، ويمكن أخذها (٥ # ١٢ / م) مثلاً .

← بعد الحل يتم التأكد من قيم ردود الأفعال وتحمل التربة عند الركائز ، حيث يمكن السماح بزيادة قيمة قدرة تحمل التربة بنسبة لا تتجاوز (١٠ - ١٥ %) .

$$\text{Max. Actual Stress} = \text{Max. Spring Force} / \text{Area Served by Spring}$$

Appendix ملحق

Design Aids and Tables

(c1 - J) Table of Design : [Limit State Design Method]

c/d	c1	J
0.125	4.855	0.826
0.130	4.765	0.824
0.135	4.681	0.823
0.140	4.602	0.821
0.145	4.527	0.819
0.150	4.455	0.817
0.155	4.387	0.816
0.160	4.323	0.814
0.165	4.262	0.812
0.170	4.203	0.810
0.175	4.147	0.809
0.180	4.093	0.807
0.185	4.042	0.805
0.190	3.993	0.803
0.195	3.945	0.802
0.200	3.900	0.800
0.205	3.856	0.798
0.210	3.814	0.797
0.215	3.774	0.795
0.220	3.735	0.793
0.225	3.697	0.791
0.230	3.661	0.790
0.235	3.626	0.788
0.240	3.592	0.786
0.245	3.559	0.784
0.250	3.527	0.783
0.255	3.496	0.781
0.260	3.466	0.779
0.265	3.437	0.777
0.270	3.409	0.776
0.275	3.382	0.774
0.280	3.355	0.772

c/d	c1	J
0.285	3.329	0.770
0.290	3.304	0.769
0.295	3.280	0.767
0.300	3.256	0.765
0.305	3.233	0.763
0.310	3.210	0.762
0.315	3.188	0.760
0.320	3.167	0.758
0.325	3.146	0.757
0.330	3.126	0.755
0.335	3.106	0.753
0.340	3.087	0.751
0.345	3.068	0.750
0.350	3.049	0.748
0.355	3.031	0.746
0.360	3.014	0.744
0.365	2.996	0.743
0.370	2.980	0.741
0.375	2.963	0.739
0.380	2.947	0.737
0.385	2.931	0.736
0.390	2.916	0.734
0.395	2.901	0.732
0.400	2.886	0.730
0.405	2.872	0.729
0.410	2.858	0.727
0.415	2.844	0.725
0.420	2.830	0.723
0.425	2.817	0.722
0.430	2.804	0.720
0.435	2.791	0.718
0.440	2.778	0.717

(k1 - k2) Table of Design : [Working Stress Design Method]

fs = 1800 kg/cm ²								
$\alpha = 0.0$			$\alpha = 0.2$			$\alpha = 0.4$		
k1	fc	k2	k1	fc	k2	k1	fc	k2
0.467	40.0	1650	0.458	40.0	1649	0.448	40.0	1648
0.465	40.2	1649	0.455	40.3	1648	0.445	40.3	1647
0.460	40.7	1648	0.450	40.8	1647	0.440	40.8	1645
0.455	41.3	1646	0.445	41.3	1645	0.435	41.4	1644
0.450	41.8	1645	0.440	41.9	1644	0.430	41.9	1643
0.445	42.4	1643	0.435	42.4	1642	0.425	42.4	1641
0.440	43.0	1642	0.430	43.0	1641	0.420	43.0	1640
0.435	43.6	1640	0.425	43.6	1639	0.415	43.6	1638
0.430	44.2	1639	0.420	44.2	1638	0.410	44.1	1637
0.425	44.8	1637	0.415	44.8	1636	0.405	44.8	1635
0.420	45.4	1635	0.410	45.4	1635	0.400	45.4	1634
0.415	46.1	1633	0.405	46.1	1633	0.395	46.0	1632
0.410	46.8	1632	0.400	46.7	1631	0.390	46.7	1631
0.405	47.5	1630	0.395	47.4	1630	0.385	47.3	1629
0.400	48.2	1628	0.390	48.1	1628	0.380	48.0	1628
0.395	49.0	1626	0.385	48.9	1626	0.375	48.7	1626
0.390	49.7	1624	0.380	49.6	1624	0.370	49.5	1624
0.385	50.5	1622	0.375	50.4	1622	0.365	50.2	1623
0.380	51.3	1620	0.370	51.2	1621	0.360	51.0	1621
0.375	52.2	1618	0.365	52.0	1619	0.355	51.8	1619
0.370	53.1	1616	0.360	52.9	1617	0.350	52.6	1617
0.365	54.0	1614	0.355	53.7	1615	0.345	53.4	1616
0.360	54.9	1612	0.350	54.6	1613	0.340	54.3	1614
0.355	55.9	1609	0.345	55.6	1611	0.335	55.2	1612
0.350	56.9	1607	0.340	56.5	1609	0.330	56.1	1610
0.345	57.9	1605	0.335	57.5	1607	0.325	57.1	1608
0.340	59.0	1602	0.330	58.6	1604	0.320	58.1	1606
0.335	60.1	1600	0.325	59.6	1602	0.315	59.1	1604
0.330	61.2	1597	0.320	60.7	1600	0.310	60.2	1602
0.325	62.4	1595	0.315	61.9	1598	0.305	61.3	1600
0.320	63.7	1592	0.310	63.1	1595	0.300	62.4	1598
0.315	65.0	1589	0.305	64.3	1593	0.295	63.6	1596
0.310	66.3	1586	0.300	65.6	1590	0.290	64.8	1594
0.305	67.7	1584	0.295	66.9	1588	0.285	66.0	1592
0.300	69.2	1581	0.290	68.3	1585	0.280	67.3	1590
0.295	70.7	1578	0.285	69.7	1583	0.275	68.7	1588
0.290	72.3	1574	0.280	71.2	1580	0.270	70.1	1586
0.285	74.0	1571	0.275	72.8	1578	0.265	71.5	1584
0.280	75.7	1568	0.270	74.4	1575	0.260	73.1	1581
0.275	77.5	1565	0.265	76.1	1572	0.255	74.6	1579
0.270	79.4	1561	0.260	77.9	1569	0.250	76.3	1577
0.265	81.4	1557	0.255	79.7	1566	0.245	78.0	1575
0.260	83.5	1554	0.250	81.7	1563	0.240	79.7	1572
0.255	85.7	1550	0.245	83.7	1561	0.235	81.6	1570
0.250	88.0	1546	0.240	85.8	1557	0.230	83.5	1568
0.245	90.5	1542	0.235	88.0	1554	0.225	85.5	1565
0.240	93.0	1538	0.230	90.3	1551	0.220	87.6	1563
0.235	95.8	1534	0.225	92.8	1548	0.215	89.8	1561
0.230	98.6	1529	0.220	95.4	1545	0.210	92.1	1558
0.225	101.7	1525	0.215	98.1	1542	0.205	94.5	1556
0.220	104.9	1520	0.210	100.9	1538	0.200	97.0	1554
0.215	108.3	1515	0.205	103.9	1535	0.195	99.7	1552
0.210	112.0	1510	0.200	107.1	1532	0.190	102.4	1549
0.205	115.9	1505	0.195	110.4	1528	0.185	105.3	1547
0.200	120.0	1500	0.190	114.0	1525	0.180	108.4	1545
			0.185	117.7	1521	0.175	111.5	1543
			0.182	120.0	1519	0.170	114.9	1541
						0.165	118.4	1539
						0.163	120.0	1538

fs = 2000 kg/cm ²								
$\alpha = 0.0$			$\alpha = 0.2$			$\alpha = 0.4$		
k1	fc	k2	k1	fc	k2	k1	fc	k2
0.484	40.0	1846	0.476	40.0	1844	0.468	40.0	1843
0.480	40.4	1845	0.475	40.1	1844	0.465	40.3	1842
0.475	40.9	1843	0.470	40.6	1843	0.460	40.8	1841
0.470	41.5	1842	0.465	41.1	1841	0.455	41.3	1839
0.465	42.0	1840	0.460	41.6	1840	0.450	41.8	1838
0.460	42.5	1839	0.455	42.1	1838	0.445	42.3	1837
0.455	43.1	1837	0.450	42.7	1837	0.440	42.8	1835
0.450	43.6	1836	0.445	43.2	1835	0.435	43.4	1834
0.445	44.2	1834	0.440	43.8	1834	0.430	43.9	1832
0.440	44.8	1832	0.435	44.4	1832	0.425	44.5	1831
0.435	45.4	1831	0.430	45.0	1831	0.420	45.1	1829
0.430	46.1	1829	0.425	45.6	1829	0.415	45.7	1827
0.425	46.7	1827	0.420	46.2	1827	0.410	46.3	1826
0.420	47.4	1825	0.415	46.8	1826	0.405	46.9	1824
0.415	48.1	1823	0.410	47.5	1824	0.400	47.6	1823
0.410	48.8	1821	0.405	48.2	1822	0.395	48.2	1821
0.405	49.5	1820	0.400	48.9	1820	0.390	48.9	1819
0.400	50.3	1818	0.395	49.6	1818	0.385	49.6	1817
0.395	51.0	1815	0.390	50.3	1817	0.380	50.3	1816
0.390	51.8	1813	0.385	51.1	1815	0.375	51.1	1814
0.385	52.6	1811	0.380	51.9	1813	0.370	51.8	1812
0.380	53.5	1809	0.375	52.7	1811	0.365	52.6	1810
0.375	54.4	1807	0.370	53.5	1809	0.360	53.4	1808
0.370	55.3	1805	0.365	54.3	1807	0.355	54.3	1806
0.365	56.2	1802	0.360	55.2	1805	0.350	55.1	1804
0.360	57.2	1800	0.355	56.1	1802	0.345	56.0	1802
0.355	58.1	1798	0.350	57.1	1800	0.340	56.9	1800
0.350	59.2	1795	0.345	58.0	1798	0.335	57.9	1798
0.345	60.2	1793	0.340	59.0	1796	0.330	58.8	1796
0.340	61.3	1790	0.335	60.1	1793	0.325	59.8	1794
0.335	62.5	1787	0.330	61.1	1791	0.320	60.9	1792
0.330	63.7	1785	0.325	62.3	1789	0.315	62.0	1790
0.325	64.9	1782	0.320	63.4	1786	0.310	63.1	1788
0.320	66.2	1779	0.315	64.6	1784	0.305	64.2	1786
0.315	67.5	1776	0.310	65.8	1781	0.300	65.4	1783
0.310	68.9	1773	0.305	67.1	1778	0.295	66.6	1781
0.305	70.3	1770	0.300	68.4	1776	0.290	67.9	1779
0.300	71.8	1767	0.295	69.8	1773	0.285	69.2	1776
0.295	73.4	1763	0.290	71.3	1770	0.280	70.6	1774
0.290	75.0	1760	0.285	72.8	1767	0.275	72.0	1771
0.285	76.7	1756	0.280	74.3	1765	0.270	73.5	1769
0.280	78.5	1753	0.275	75.9	1762	0.265	75.0	1766
0.275	80.4	1749	0.270	77.6	1759	0.260	76.6	1764
0.270	82.3	1745	0.265	79.4	1755	0.255	78.3	1761
0.265	84.4	1742	0.260	81.2	1752	0.250	80.0	1759
0.260	86.5	1738	0.255	83.1	1749	0.245	81.8	1756
0.255	88.8	1734	0.250	85.1	1746	0.240	83.6	1754
0.250	91.1	1729	0.245	87.2	1743	0.235	85.6	1751
0.245	93.6	1725	0.240	89.4	1739	0.230	87.6	1748
0.240	96.3	1720	0.235	91.7	1736	0.225	89.7	1746
0.235	99.0	1716	0.230	94.2	1732	0.220	92.0	1743
0.230	102.0	1711	0.225	96.7	1729	0.215	94.3	1740
0.225	105.1	1706	0.220	99.4	1725	0.210	96.7	1737
0.220	108.4	1701	0.215	102.2	1721	0.205	99.3	1735
0.215	111.9	1696	0.210	105.2	1718	0.200	101.9	1732
0.210	115.6	1690	0.205	108.3	1714	0.195	104.7	1729
0.205	119.5	1685	0.200	111.6	1710	0.190	107.6	1727
0.204	120.0	1684	0.195	115.1	1706	0.185	110.7	1724
			0.190	118.8	1702	0.180	114.0	1721
			0.188	120.0	1701	0.175	117.4	1719
						0.171	120.0	1717

Coefficients of load Distribution in TWO-WAY Slabs

Load of
BEAMS

Marcus

Grashoff

Egyptian
Code

Load of
BEAMS

Marcus

Grashoff

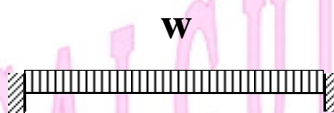

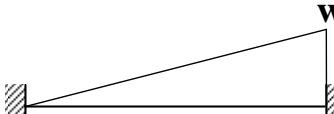

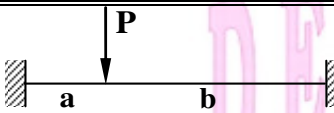
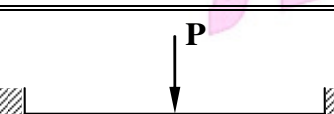
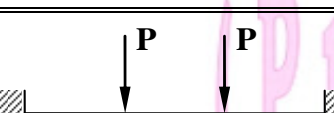
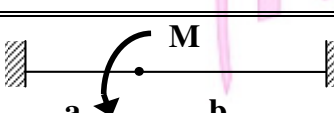
Egyptian
Code

r	α	β	α	β	α	β	B.M.	S. F.
1.52	0.610	0.151	0.842	0.158	0.714	0.136	0.856	0.671
1.54	0.620	0.148	0.849	0.151	0.723	0.131	0.859	0.675
1.56	0.630	0.144	0.856	0.144	0.731	0.126	0.863	0.679
1.58	0.640	0.140	0.862	0.138	0.739	0.121	0.866	0.684
1.60	0.650	0.137	0.868	0.132	0.747	0.116	0.870	0.688
1.62	0.660	0.133	0.873	0.127	0.754	0.111	0.873	0.691
1.64	0.670	0.130	0.879	0.121	0.761	0.107	0.876	0.695
1.66	0.680	0.127	0.884	0.116	0.768	0.102	0.879	0.699
1.68	0.690	0.124	0.888	0.112	0.775	0.098	0.882	0.702
1.70	0.700	0.121	0.893	0.107	0.781	0.094	0.885	0.706
1.72	0.710	0.118	0.897	0.103	0.787	0.091	0.887	0.709
1.74	0.720	0.116	0.902	0.098	0.793	0.087	0.890	0.713
1.76	0.730	0.113	0.906	0.094	0.799	0.084	0.892	0.716
1.78	0.740	0.110	0.909	0.091	0.804	0.080	0.895	0.719
1.80	0.750	0.108	0.913	0.087	0.809	0.077	0.897	0.722
1.82	0.760	0.106	0.916	0.084	0.814	0.074	0.899	0.725
1.84	0.770	0.103	0.920	0.080	0.819	0.071	0.902	0.728
1.86	0.780	0.101	0.923	0.077	0.823	0.068	0.904	0.731
1.88	0.790	0.099	0.926	0.074	0.827	0.065	0.906	0.734
1.90	0.800	0.097	0.929	0.071	0.830	0.063	0.908	0.737
1.92	0.810	0.095	0.931	0.069	0.834	0.060	0.910	0.740
1.94	0.820	0.093	0.934	0.066	0.837	0.058	0.911	0.742
1.96	0.830	0.091	0.937	0.063	0.840	0.056	0.913	0.745
1.98	0.840	0.089	0.939	0.061	0.843	0.053	0.915	0.747
2.00	0.850	0.088	0.941	0.059	0.845	0.051	0.917	0.750

r	α	β	α	β	α	β	B.M.	S. F.
1.00	0.350	0.350	0.500	0.500	0.399	0.394	0.667	0.500
1.02	0.360	0.336	0.520	0.480	0.414	0.378	0.680	0.510
1.04	0.370	0.324	0.539	0.461	0.429	0.363	0.692	0.519
1.06	0.380	0.311	0.558	0.442	0.444	0.349	0.703	0.528
1.08	0.390	0.300	0.576	0.424	0.459	0.335	0.714	0.537
1.10	0.400	0.289	0.594	0.406	0.473	0.321	0.725	0.545
1.12	0.410	0.279	0.611	0.389	0.487	0.309	0.734	0.554
1.14	0.420	0.269	0.628	0.372	0.501	0.296	0.744	0.561
1.16	0.430	0.260	0.644	0.356	0.515	0.284	0.752	0.569
1.18	0.440	0.251	0.660	0.340	0.528	0.273	0.761	0.576
1.20	0.450	0.243	0.675	0.325	0.541	0.262	0.769	0.583
1.22	0.460	0.235	0.689	0.311	0.554	0.252	0.776	0.590
1.24	0.470	0.228	0.703	0.297	0.567	0.242	0.783	0.597
1.26	0.480	0.220	0.716	0.284	0.579	0.232	0.790	0.603
1.28	0.490	0.214	0.729	0.271	0.591	0.223	0.797	0.609
1.30	0.500	0.207	0.741	0.259	0.603	0.214	0.803	0.615
1.32	0.510	0.201	0.752	0.248	0.614	0.205	0.809	0.621
1.34	0.520	0.195	0.763	0.237	0.625	0.197	0.814	0.627
1.36	0.530	0.189	0.774	0.226	0.636	0.189	0.820	0.632
1.38	0.540	0.184	0.784	0.216	0.647	0.181	0.825	0.638
1.40	0.550	0.179	0.793	0.207	0.657	0.174	0.830	0.643
1.42	0.560	0.174	0.803	0.197	0.668	0.167	0.835	0.648
1.44	0.570	0.169	0.811	0.189	0.677	0.161	0.839	0.653
1.46	0.580	0.164	0.820	0.180	0.687	0.154	0.844	0.658
1.48	0.590	0.160	0.828	0.172	0.696	0.148	0.848	0.662
1.50	0.600	0.156	0.835	0.165	0.705	0.142	0.852	0.667

FIXED END MOMENTS

A ————— B

SHAPE	$(F.E.M)_{A-B}$	$(F.E.M)_{B-A}$
	$-wL^2/12$	$-wL^2/12$
	$-5wL^2/96$	$-5wL^2/96$
	$-wL^2/30$	$-wL^2/20$
	$-wL^2/904$	$-wL^2/124$
	$-Pa^2b/L^2$	$-Pba^2/L^2$
	$-PL/8$	$-PL/8$
	$-2PL/9$	$-2PL/9$
	$-M.k [4 - 3k - (1/k)]$, $k = a/L$	$-M.k [3k - 2]$

NOTE :



$$M_A = (F.E.M)_{A-B} + 0.5(F.E.M)_{B-A} - 0.5M_{cant.}$$

CIRCULAR BEAMS

Coeff. of Max. Moment ($\times 1/10000$)						
n	R	Q _{max}	M (+)	M (-)	M (t)	$\Phi_0 - \Phi$
3	$P/3$	$P/6$	332.95	629.30	131.73	25° 48'
4	$P/4$	$P/8$	176.22	341.55	52.72	19° 12'
5	$P/5$	$P/10$	109.75	215.17	26.37	15° 19'
6	$P/6$	$P/12$	75.12	148.17	15.07	12° 44'
7	$P/7$	$P/14$	54.71	108.32	9.42	10° 55'
8	$P/8$	$P/16$	41.65	82.67	6.28	09° 32'
9	$P/9$	$P/18$	32.79	65.17	4.40	08° 29'
10	$P/10$	$P/20$	26.48	52.71	3.20	07° 38'
11	$P/11$	$P/22$	21.84	43.51	2.40	06° 56'
12	$P/12$	$P/24$	18.33	36.53	1.84	06° 21'

n = Nr. of Supports

R = Reaction on Support = P/n (ton)

P = $(2\pi r)q$ (ton)

r = Radius of Beam (m)

q = Uniformly Distributed Load on Beam (t/m')

$\Phi_0 = \pi/n$

Φ = Angle from mid-span to the section

$\Phi_0 - \Phi$ = Angle from support to the section of max. Mt

Q_{max} = Maximum Shearing Force = $R/2 = P/2n$ (ton)

Max. (+ve) B.M. = coeff. $\times (P \cdot r)$ [at mid-span]

Max. (-ve) B.M. = coeff. $\times (P \cdot r)$ [over support]

Max. Torsional Moment = coeff. $\times (P \cdot r)$ [at $\Phi_0 - \Phi$]

NOTES:

1 - In any span, there are **TWO** sections with max. Mt

2 - At any (Φ): $M = q r^2 [(\pi \cos \Phi / n \sin \Phi_0) - 1]$

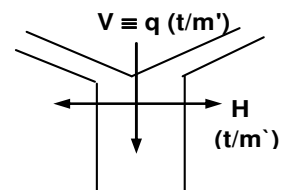
$M_t = -q r^2 [(\pi \sin \Phi / n \sin \Phi_0) - \Phi]$

$Q = -q r \Phi$

3 - Ring Force = $H \cdot r$

4 - If nr. of supports > 12:

$M(-) = q L^2 / 12$, $M(+) = q L^2 / 24$, Neglect Torsion



For Design of Beams :

[1] WORKING :

T & L - sections :

$$f_c \leq (2/3) (f_c)_{all}.$$

calculate $z = k_z \sqrt{M / B}$

if $z \leq t_s$

$$\therefore b = B$$

if $z > t_s$

$$\therefore b = Br = r \cdot B$$

fs	1200	1400	1600	1800	2000
(kz) av	0.140	0.130	0.122	0.115	0.112

$$r = 1 - [(1 - b/B) \cdot (1 - t_s/z)^2] \quad (r \leq 1)$$

→ and design as in R - section

[2] ULTIMATE : (c1 & J) Chart

$$c/d = 5.6 / [c_1^2 + c_1 \sqrt{c_1^2 - 4.5}]$$

$$\rightarrow \text{get } J = (1/2.3) [1 + \sqrt{1 - (4.5/c_1^2)}] = (1/\gamma_s) [1 - 0.4(c/d)]$$

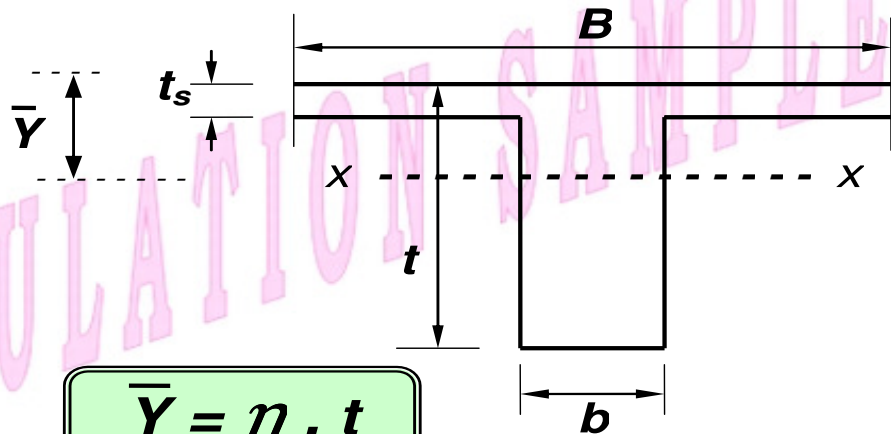
Note : $c/d = 2.8 / (c_1^2 \cdot J \cdot \gamma_s)$

Coefficients for Two-Way Solid Slabs according to (Marcus) :

$$\alpha = (-0.3350) r^2 + (1.4514) r - 0.7179$$

$$\beta = (3.0375) \cdot (0.1298) r$$

Centroid & Inertia of T-section



$$t_s / t = \alpha$$

$$b / B = \lambda$$

$$\bar{Y} = \eta \cdot t$$

$$I_x = \mu \cdot B t^3$$

WHERE :

$$\eta = 0.5 (\alpha^2 + \lambda - \alpha^2 \lambda) / (\alpha + \lambda - \alpha \lambda)$$

$$\mu = \alpha^3 / 12 + \lambda (1 - \alpha)^3 / 12 + 0.25 \alpha \lambda (1 - \alpha) / (\alpha + \lambda - \alpha \lambda)$$

NOTE :

$$I_x = B t_s^3 / 12 + b (t - t_s)^3 / 12 + A_f A_w t^2 / 4 (A_f + A_w)$$

$$A_f = B t_s = \text{Area of Flange}$$

$$A_w = b (t - t_s) = \text{Area of Web}$$

Equations for (Working Stress Design Method) / (k1-k2) Table

from Egn. : $d = k_1 (M/b)^{0.5}$ ----- get (k1)

$$f_c = c_1 (k_1)^{c_2}, \quad k_2 = c_3 (k_1)^{c_4}$$

fs = 1 6 0 0 kg/cm ²				fs = 1 8 0 0 kg/cm ²				fs = 2 0 0 0 kg/cm ²			
	α = 0.0	α = 0.2	α = 0.4		α = 0.0	α = 0.2	α = 0.4		α = 0.0	α = 0.2	α = 0.4
c1	14.0442	14.8575	15.8414		15.0745	15.7633	16.5694		16.0264	16.6309	17.3117
c2	-1.2953	-1.1960	-1.0930		-1.2701	-1.1862	-1.1001		-1.2497	-1.1771	-1.1033
c3	1597.2377	1569.0417	1542.2453		1794.2216	1770.4871	1747.5058		1991.2833	1970.6322	1950.9544
c4	0.1135	0.0914	0.0711		0.1065	0.0895	0.0737		0.1005	0.0870	0.0745