⟹ Live load : ASCE 7-16 / Jordanian Code

تابع لشغل سابقا

※ Design of one-way slabs

offices:-

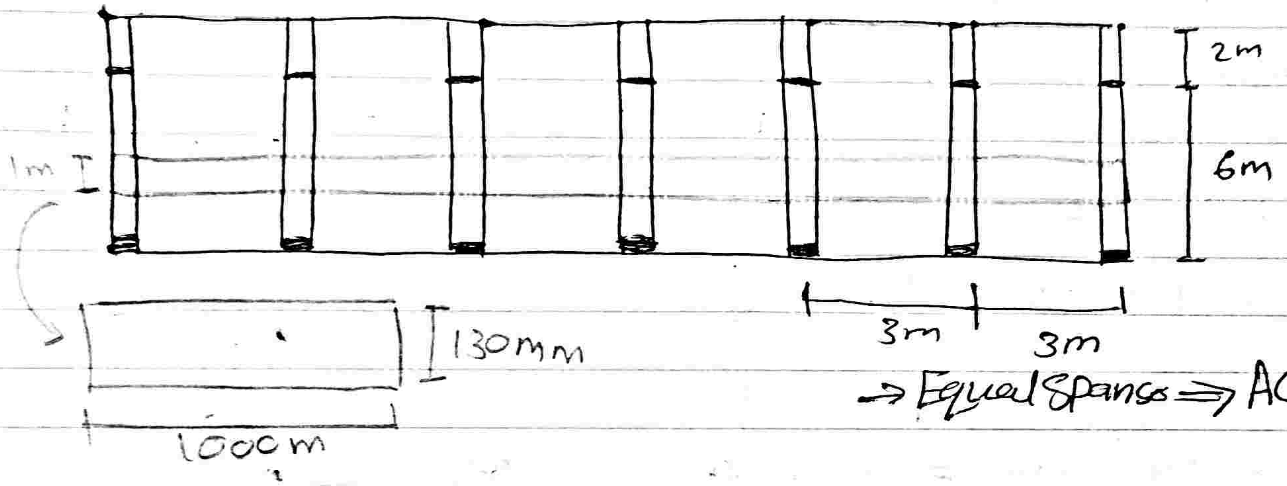
← لو كان في عنا أكثر من استخدام للشقة بناخذ كم اللايف لود لكل وحدة وبناخذ الأعظم

$\cdot W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$

$= (1.2 \times 7.94 + 1.6 \times 4.8) \times 1m$ → Tributary width

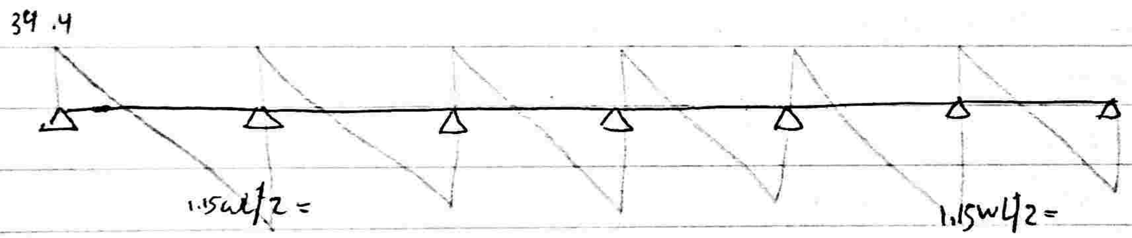
$= 17.21 \ kN/m$

← بغض النظر اذا كان اللود بناخذ الأكبر منهم

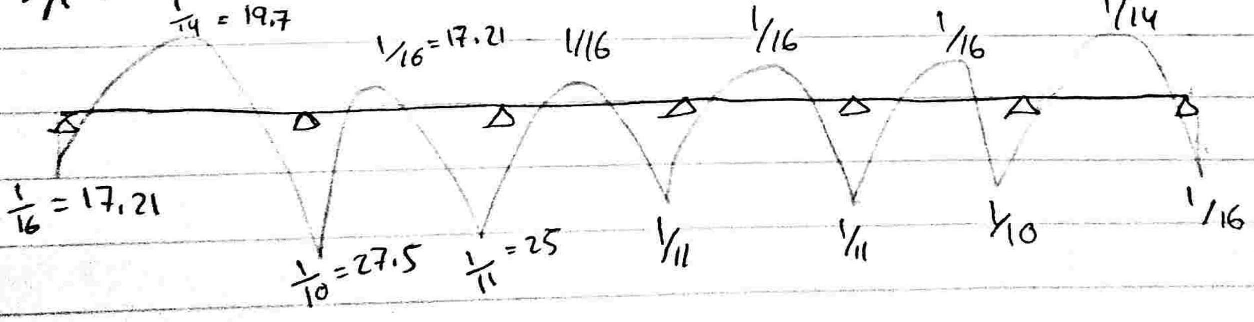


→ Equal spans ⟹ ACI Code

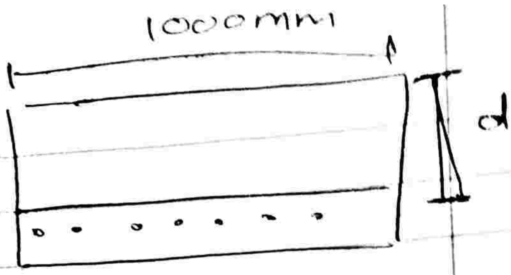
$x \cdot WL/2$



$\Rightarrow x\,wl^2 = 17.21 \times 3^2 = 276.36 \ kN.m$



⇒ Solid slab – Shear Design :-



$\phi V_c = \phi\, 0.17 \sqrt{f_c'}\, bd$

$d = h - \text{clear cover} - 0.5 d_b = 130 - 20 - 7 = 103 \sim 100\ mm$

$\phi V_c = \phi\, 0.17 \sqrt{f_c'}\, bd = 0.75 * 0.17 \times \sqrt{28} * 1000 \times 100 = 67.5\ KN$

$V_u = 39.6\ KN \rightarrow \phi V_c = 67.5\ KN \longrightarrow V_u < \phi V_c \rightarrow$ [No shear reinforcement needed]

⇒ Solid slab – Design Flexure

بنصمم على أكبر مومنت بالموجب وأكبر مومنت بالسالب.

$M_u = 16.4\ KN.m$

- $R = \dfrac{M_u}{\phi b d^2} = \dfrac{16.4 \times 10^6}{0.9 * 1000 \times 100} = 2.18\ MPa \longrightarrow$ Table A.5 $\rightarrow \rho = 0.0073$
- $A_s = \rho b d = 0.0054 * 1000 * 100 = 730\ mm^2$ table A.3 $\rightarrow 13 @ 170\ mm \rightarrow A_s = 759\ mm^2$

$S_{max} \begin{cases} 3h = 3 * 130 = 390\ mm \\ 450\ mm \end{cases}$

Check ϕ ✓
width $\rightarrow S = 170\ mm$
$\phi M_n] \rho \rightarrow A_s / R \rightarrow M_n$

$\rho > \rho_{min}$, Check $S < S_{max}$

↳ $A_s > A_{s\,min} = 0.0018 bh = 234\ mm^2$, Check $S < S_{max}$

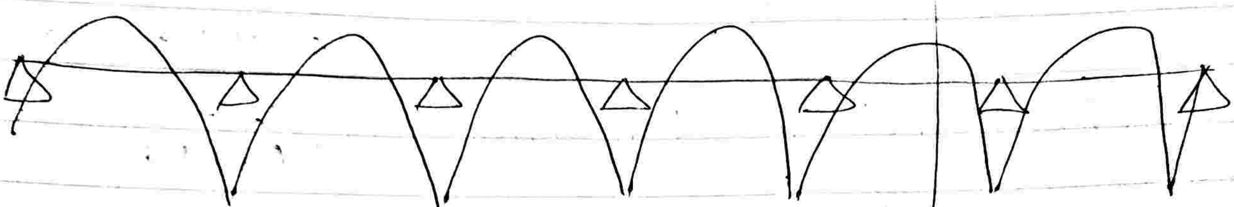
$M_u = 19.7\ KN.m$

$R = 2.19\ Mpa \longrightarrow \rho = 0.0055 \rightarrow A_s = 550\ mm^2 \rightarrow \phi 13 @ 225\ mm$

<<استخدام البارات المكسوحة بالسلاب إشي شائع>>

⟹ Width of Beam 250 mm

هاد البيم رينفورسمنت بنستخدمه بسبب للتقلص بسبب الحرارة



TOP:-

L

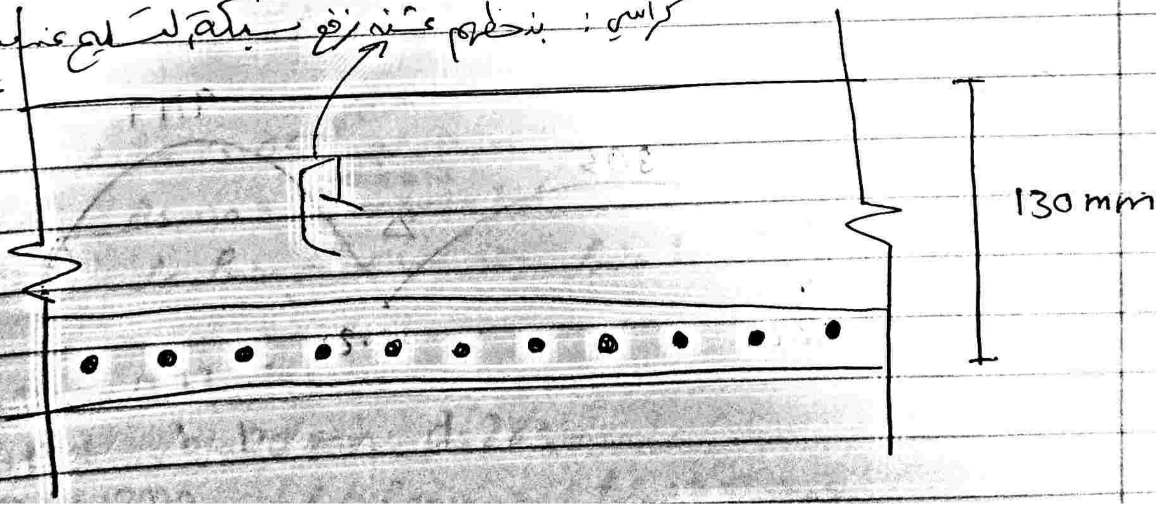
Φ13 @ 225mm, 1m Φ13 @ 170mm, 2.3 — // — " — " — " 10 @ 300mm Φ13 @ 225mm, 1m

Btm:-

Φ13 @ 225mm, 3m — // — // — // — //

فمنقص السبورة لنص السبورة

كراسي: بنحطهم عشان نرفع شبكة التسليح عشان نقاوم ال -M عند ال support



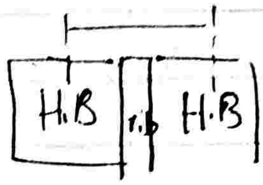
→ Design of one way slabs:-

• Ribbed slab:-

※ Example:- ع مثال الريب السابقة

«Tributary width»

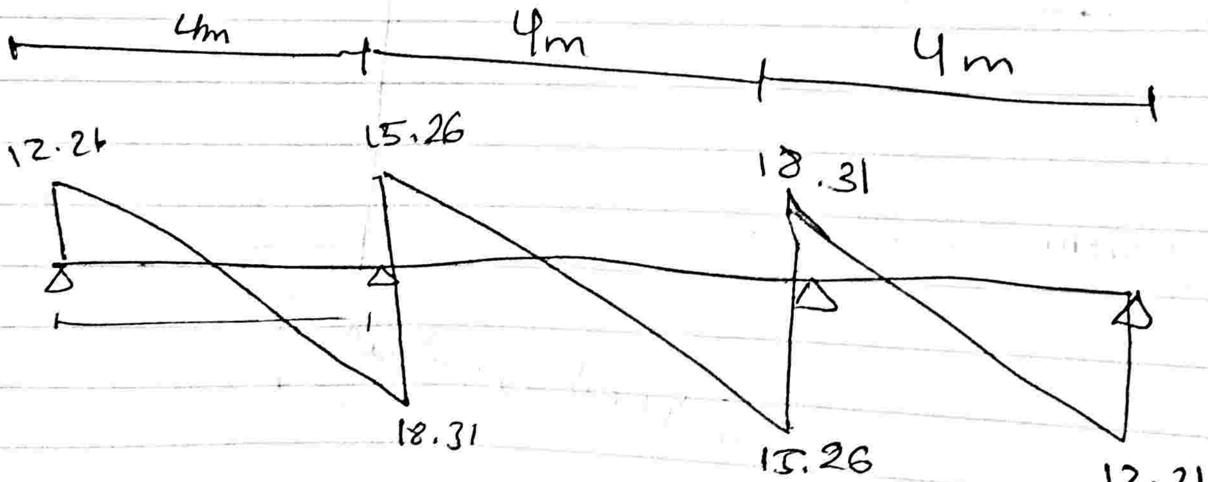
$2 \times 20 + 12 = 52\,cm$

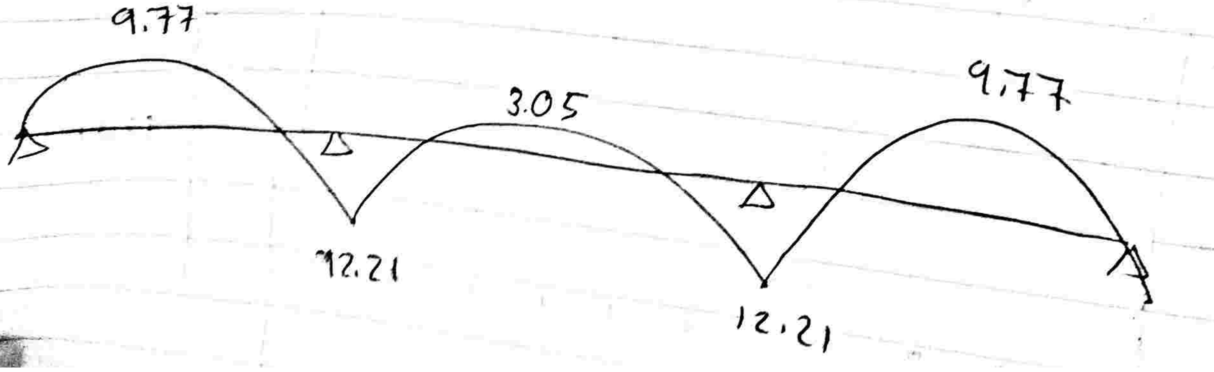


$W_u = 1.2(9.7) + 1.6(1.9) = 14.68\,kN/m^2$

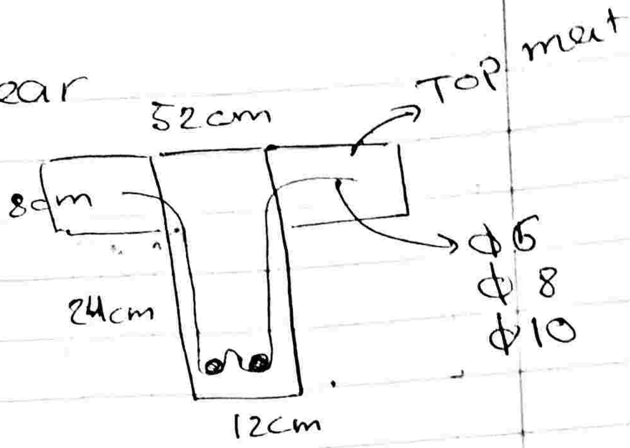
Tributary width = 0.52 m

→ load per rib $= 14.68 \times \boxed{0.52} = 7.63\,kN/m$





⇒ Ribbed Slab - Design shear



$\phi V_c = \phi\, 0.17 \sqrt{f'_c}\, bd$

$d = 320 - 20 - 10 - 7$

cover in slab

$= 283$ mm

$\phi V_c = 1.1 \times \phi\, 0.17 \sqrt{f'_c}\, bd = 25.2$ kN

$V_u = 18.31$ kN $\rightarrow \phi V_c > V_u \rightarrow$ No need of Shear Rienforcment.

⇒ Ribbed slab - Design flexure

- $-ve$ moment $= 12.21$ kN.m

$\rightarrow$ rectangular $b = 120$ mm $d = 283$ mm

$R = 1.41$ MPa , $\rho = 0.0035$, $A_s = 118.8\ mm^2$

$\rightarrow 2\phi 10 \rightarrow A_s = 142\ mm^2$

- $+ve = 3.05$ kN.m $\rightarrow$ min

↳ ① $A_{s\,min} = \cancel{0.00181}\ 0.0018\ bd$

↳ ② $\rho = \rho_{min} \rightarrow$ beam $\Rightarrow \rho_{min}$ beam $= 0.0033$

- $+ve = 9.77$ kN.m

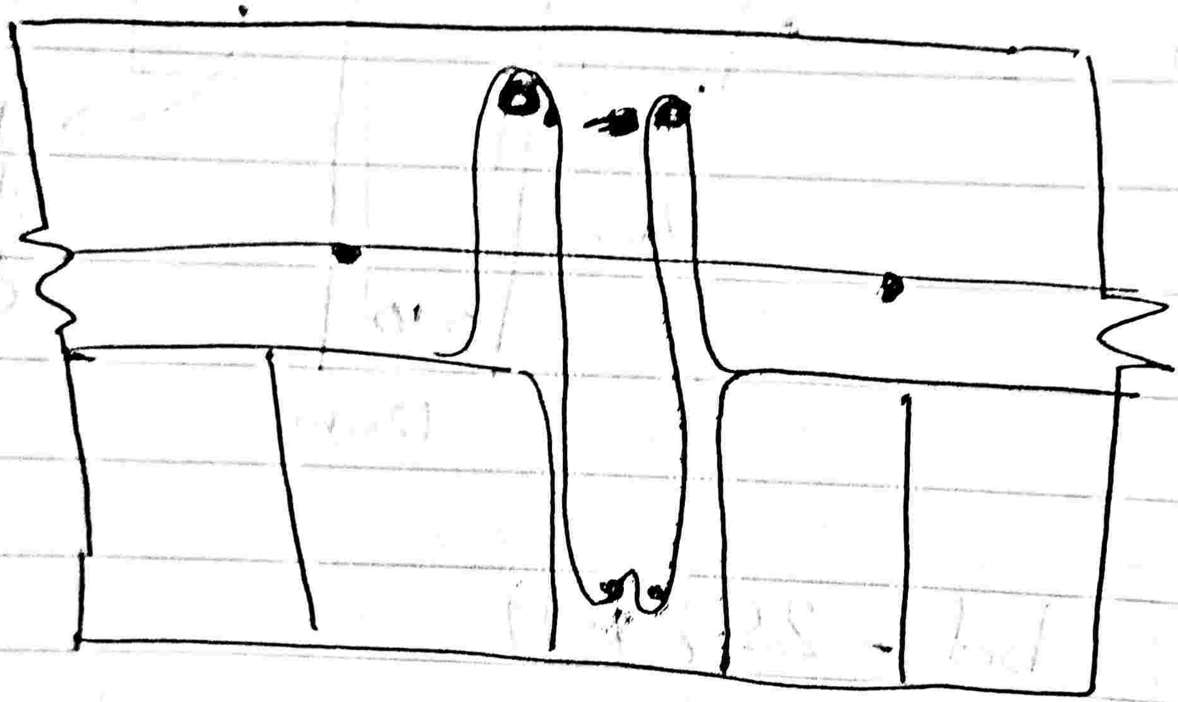
$\rightarrow$ rect $b = 120$ mm $d = 283$ mm

$R = 1.13$ MPa , $\rho < \rho_{min} \rightarrow \rho_{min} = 0.003$

$A_s = \cancel{\ldots}\ 112.$

$2\phi 10 \rightarrow A_s = 142\ mm^2$

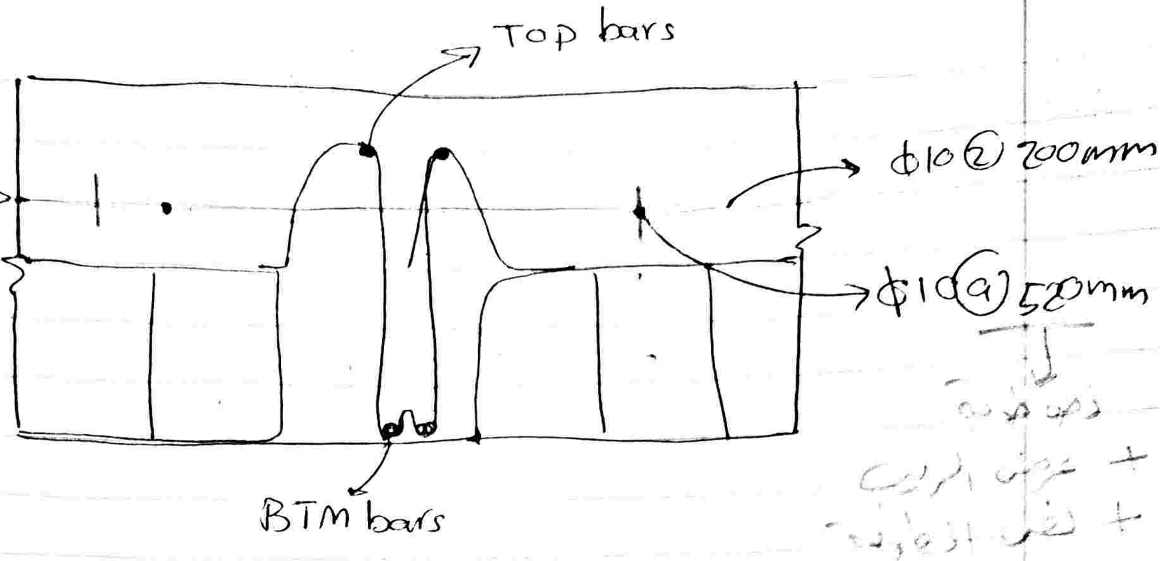
Detailing



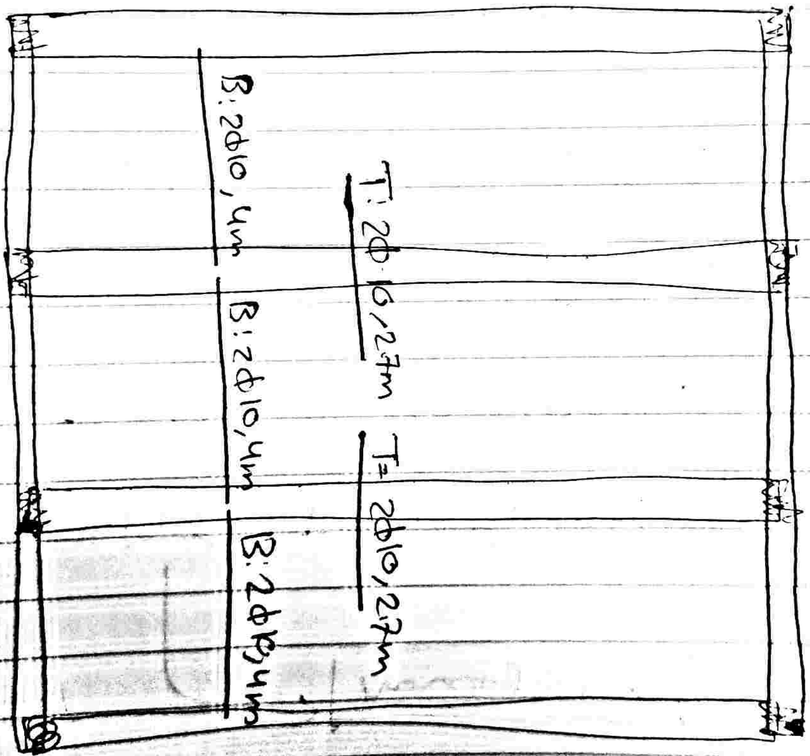
Detailing

نحط رينفورسمنت
تتقاوم الشرنكج
$A_s = 0.0018\,(80)(1000)$
$= 144\ mm^2$
$\phi 10 @ 300mm$

دكتورة
practicle
(300mm) نحط



cross section



plane view

لازم أحط ملاحظة إنه بنعملهم لكل الريبس

« Serviceability »

⇒ Crack Control:-

لازم لما أعمل ديزاين أتحكم بالستريث ، وأتحكم بالدفلكشن .

$$S_{max} = \min \begin{cases} 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c \\ 300\left(\frac{280}{f_s}\right) \end{cases}$$

c_c ↳ clear cover for Tension

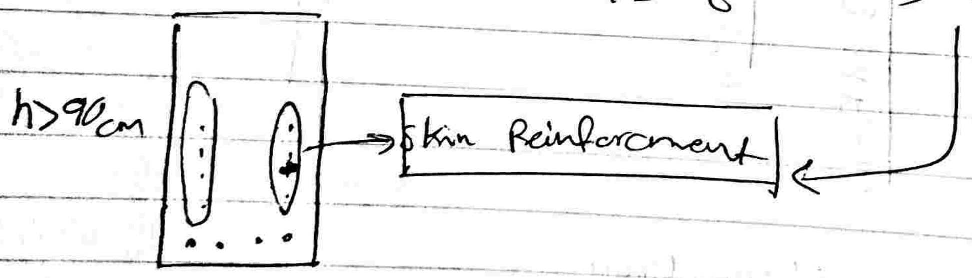
or $\left(f_s = \frac{2}{3} f_y\right)$

Max Spacing ⟶ Minimum Number of bar

بدل الي فوق نروح ل TAble (A8).

⇐ لازم نضيف هاد ال Check للبيم بيستنج

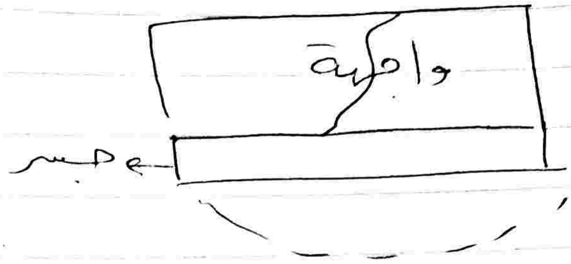
⇐ إذا زاد ارتفاع البيم عن 90cm بحط بارات لتوصل لنص البيم



⇒ checks:-

1. ϕM_n
2. width
3. ϕ
4. crack control

⇒ deflection Control:-



⇐ في حال صار عنا دفلكشن بالبيم بسبب كسر بالواجهة اللي ما بتحمل لود.

⇐ في حال أيضاً ~~...~~ عدم تسكير الأبواب

⇐ أو شلل بالآلات الحساسة بالمصانع.

⇐ الالتزام بجداول ال (Minimum thickness of solid slab) & (Minimum depth of Beam).

يغني عنه الحساب الدفلكشن.

⇐ أحياناً لا نستطيع استخدام الجداول لذا يجب حساب الدفلكشن.

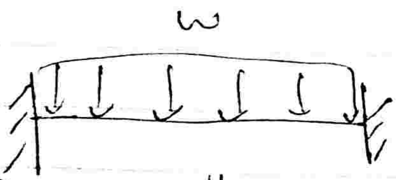
⇐ عكس يتحول فرق الدفلكشن بين mm (10-11)

⇒ Types of deflection:-

① Immediate deflection:-

elastic theory :

دفلكشن بصير بسبب اللود ، بس
بنشال بروح الدفلكشن



الامثلة موجودة بالسلايدات

$$\Delta = \frac{wL^4}{384EI}$$

بكون افترضنا
السمبلي سبورتد
لانه البيم بالفكسد
ممسوك من الجهتين

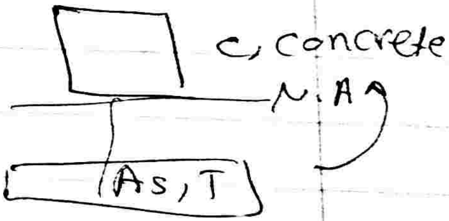
deflection depend on → P, L, EI

• depend on:-

→ Elastic Modulas $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$

→ Effective moment of Inertia (Ie):

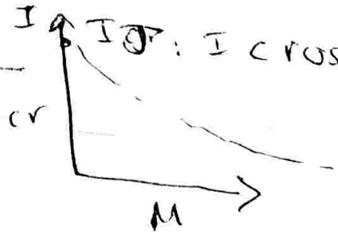
الكراك بتعلش في منطقة التنشن (عند Mcr) بوصل
الكراك لل N.A ⇐ Icr

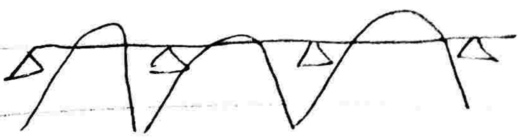


Ma : servic Moment ⇒ Ie ⇒ $\frac{2}{3}$ Mcr

عندها بوصل منطقة الستيل (التنشن)

I_g , Ma في علاقة خطية بينهم ←





cont. Beam ⇐ بعينه لما يكونعنا
وبدنا نحسب الدفلكشن في سبانة
بناخد ال avg ← (max+M) (Max−M)

② long-term deflection : بسبب تطبيق الحمل لفترة طويلة
بيصير في زيادة بالفلكشن (creep)

$$\Delta_{long} = \lambda \Delta_e$$

Δ_{long} ↓ additional long-term deflection

($\Delta_{long} + \Delta_{elastic}$) ← additional long-term deflection

$\Delta_{elastic}$: الناتجة عن الحمل

Δ_{long}: الناتجة عن وجود الحمل لفترة طويلة

time (months)	ξ
3	1
6	1.2
12	1.4
60 or more	2

long term multiplier

$$\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'}$$

ξ → time Ind. factor

ρ' → compression reinforcement ratio

$\rho' \uparrow \rightarrow \lambda \downarrow \rightarrow \Delta_{long} \downarrow$

⇒ permissible allowable deflection

		deflection	deflection limitation
• Flat roof ⇒	مش حامل ⇒	Immediate due to max.[Lr, S, R] ⇒	$l/180$
• Floors ⇒	مش حامل ⇒	Immediate due to L ⇒	$l/360$
• Roof or floors ⇒	حاملة ⇒	likely to be damage → (زي إنها تكون حاملة لجدران زجاج أو حاملة آلات ثقيلة) $\Delta_{long} + \Delta_{elastic}$	→ $l/480$
		likely to Not damage → $\Delta_{long} + \Delta_{elastic}$	→ $l/240$

How to calculat deflections :-

- Within the floor [Not Supporting non structural element]

Δ_D ① calculat immediate deflection due to DL use (M_D and I_D)

Δ_{D+L} ② " " " " " DL + LL " (M_{D+L} " I_{D+L})

ΔL ③ " " " " " $\Delta L = (\Delta_{D+L}) - \Delta_D$

④ compare with allowable deflection.

- Supporting non-Structural elements

we need to calculat deflection (dead + sustained live load)

① calculat Immediate deflection due to dead load + sustained live load

use (M_{D+SL}) an I_e f(M_{D+SL}) Δ_{D+SL}

② Calculate Immediate deflection due to sustained live load

③ Calculate the long-term deflection multiplier $\Delta_{SL} = \Delta_{D+SL} - \Delta_D$

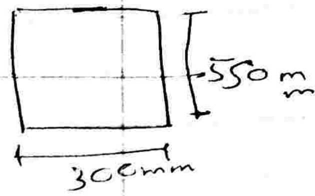
④ Calculat the total long term deflection $\Delta_{long} = \Delta_{D+L} + \lambda_{\infty}\Delta_D + \lambda_t \Delta_{SL}$

⑤ compare with allowable deflection.

※ Examply :

Simply supported 6m span | $L.L = 16\ KN/m$, $D.L = 12\ KN/m$ | 300mm x 550mm, $4\phi 22$

$f_c' = 28\ MPa$ $f_y = 420\ MPa$



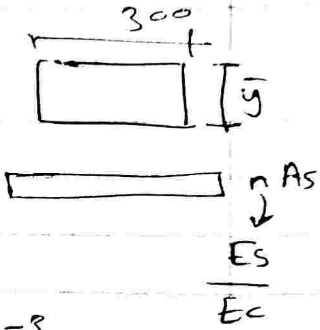
$\Delta = \dfrac{5wL^4}{384 E I_e} \rightarrow E = 4700\sqrt{f_c'} = 24870\ MPa$

$I_e \Rightarrow$

$\rightarrow I_g \rightarrow$ Ignore reinforcement

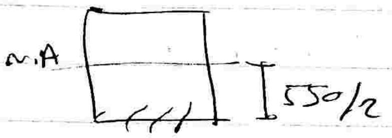
centroid $\rightarrow I_g = \frac{1}{12}(550)^3(300) = 4.16 \times 10^9\ mm^4$

$\rightarrow I_{cr} = 4.3 \times 10^8\ mm^4$



$I_{cr} =$ base $\rightarrow \dfrac{300\,\bar{y}^3}{3}$

$\Rightarrow M_{cr} \Rightarrow \sigma_c = \dfrac{My}{I}$



$\sigma_c = f_r = 0.62\sqrt{f_c'} = 3.28\ MPa$

$\hookrightarrow$ ~~[illegible]~~ /2 $M_{cr} = 49.7\ KN.m$

لانها بتشتغل كراك

[I] calculat ΔD

$M_D = \dfrac{wL^2}{8} = \dfrac{12 \times 6^2}{8} = 54\ KN.m > \dfrac{2}{3} M_{cr} \rightarrow I_e$

$I_e = 6.4 \times 10^8\ mm^4$

$\Delta D = \dfrac{5wL^4}{384 E I_e} = \dfrac{5 \times 12 \times (6000)^4}{384 \times 24870 \times 6.4 \times 10^8} = 12.72\ mm$

② calculat Δ_{D+L}

$$M_{D+L} = \frac{(12+16)(6)^2}{8} = 126 \text{ KN.m} > \frac{2}{3} M_{cr}$$

$$I_e = 4.58 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\Delta_{D+L} = \frac{5 w L^4}{384 E I_e} = 41.5$$

③ Calc. Δ_L

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D$$
$$= 41.5 - 12.72$$
$$= 28.78 \text{ mm}$$

⇐ ما بنحسب اللايف لود لحاله لانه مستحيل يجي لايف لود بدون ديد لود وكأنه بأثر قيمة M_a اللي بتعتمد عليها قيمة I_e

※ Not Supportin Non Struct element

roof	floor
$\frac{l}{180}$	$l/360$
33.3 mm	16.67 mm

⇒ Not satisfied Because it is smaller than Δ_L

⇒ geometry (B↑, H↑) كيف بنعالج هاي المشكلة؟!
⇒ elastic (E) ↑↑

※ supporting Not - st element
sustaind loads → 25% live load residential
→ 80% warehouses (ازرار B)
∴ Assume

4) Δ_{D+SL}

$$M_{D+SL} = \frac{(12+0.25\times16)(6)^2}{8} = 72\ \text{kN.m} > \frac{2}{3} M_{cr}$$

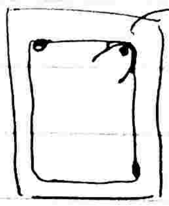
$$I_e = 5.27\times10^8\ \text{mm}^4$$

$$\Delta_{D+SL} = 20.6\ \text{mm}$$

(5) $\Delta_{SL} = \Delta_{D+SL} - \Delta_D = 7.88\ \text{mm}$

(6) long term multiplier $\lambda = \frac{\xi}{1+50\rho'} =$

بالعادة بناخذه أبعد اشي



لو معطى بدل حسابه

SL

$D \Rightarrow \lambda_\infty = \boxed{2}$

$D \Rightarrow \lambda_\infty = \boxed{2}$

(7) $\Delta_{long} = \Delta_L + \lambda_\infty \Delta_D + \lambda_\infty \Delta_{SL}$

$= 70\ \text{mm}$

Likely to damaged	Not likely to be damaged
$\ell/480$	$\ell/240$
12.8mm	25mm

Not satisfy $\Rightarrow$ Change of geometry

STUDENTS-HUB.com