

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين



التصميم الإنشائي " مدينة دورا "

ر.م.

حنين محمد تلاحمه

ميس محمد أبو راس

:

. سفيان الترك .

-

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين



" في مدينه دورا.

" التصميم الإنشائي

فريق العمل

أفنان عبد العال فروخ

حنين محمد تلاحمه

ميس محمد أبو راس

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

. غسان دويك

. سفيان الترك

.....

.....

الإهداء

إلى الشموع الـ استطاعت قهر الظلام بقوة إرادة نورهما... الذين كلما مر الوقت أكثر

نفهم كم هو صعب أن نحاول سداد ديوننا لهم... خاصة عندما يكون "الثبات"

على ما نؤمن به... هو من بعض غرسهم

أمهاتنا وآبائنا أدام الله نورهم..

إلى العلم، والتربية، والوقار، والإخلاص، والتواضع

أساتذتنا الكرام..

إلى دعائم قوة وطموح... بلسم علتنا وجروحنا

إخواننا وأخواتنا..

إلى الوفيات المخلصات اللواتي ن من الوفاء تنير دربهن

إلى من يجسدن الوفاء أرقى صورته

صديقاتنا ورفيقات دربنا ..

وإلى من أخذ ويأخذ أيدينا إلى المجد

نهدي هذا المشروع ..

ريق العمل

ر و ت ر

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي ينقطع ولا تنحصر فحمدًا حمداً عند حد ولا ينقطع عند أجل.

وفي هذا المقام إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا؛ إلى من ساهم إنجاز بحثنا هذا، متحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعاً الشكر والتقدير .

ونخص بشكرنا وتقديرنا أستاذنا الفاضل المهندس سفيان الترك المشرف والموجه والمعلم، الذي لم يتوان، ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا إلى زملائنا وزميلاتنا الأعرء الذين لولا وجودهم لما أحسنا بمتعة البحث ولا حلاوة المنافسة الإيجابية .

وختام القول مسك، فالشكر الشكر إلى أبائنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الأكبر الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغ رضاهم جميعاً.

ري

فريق العمل

أفنان عبد العال فروخ

حنين محمد تلاحمه

ميس محمد أبو راس

:

. سفيان الترك .

أيار -

يمكن تلخيص هـ المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من جدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

يتكون المشروع من سبعة طوابق ذات تنوع خدماتي وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتعقيد وعدم التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى صعوبة في التصميم الإنشائي للمشروع .

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمستشفى تخصصي الذي يعد تنظيمياً طبيياً متكاملأ يستهدف تقديم الخدمة الصحية بمفهومها الشامل من وقاية وعلاج وتعليم طبي إضافة إلى إجراء البحوث الصحية في مختلف فروعها.

ويتكون المشروع من
تتمثل بداية التدقيق المعماري
تم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من
اعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع.
الإنشائية
رامج التصميم الإنشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية.

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام U.B.C- (97)، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 08) إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Atir12, Autocad2010, Office2010, وغيرها.

فيق .

Structural Design For Specialist Hospital In Dura

Prepared by

Haneen Talahmah

Afnan Froukh

Mays Abu Ras

Palestine Polytechnic University -2013

Supervisor

Eng .Sufian Al-Turk

Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of(UBC-97), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code (ACI_318-08), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2010, Atir12.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

فهرس المحتويات

II	تقييم
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	الملخص باللغة العربية
VI	الملخص باللغة الانجليزية
IX	فهرس المحتويات
X	List of abbreviations
XII	فهرس الجداول
XIII	فهرس الأشكال
XIV	List of Figures

:

-1
- أهداف المشروع

:

- - أهمية الموقع
- - حركة الشمس والرياح
- -

- - طابق التسوية

5- -

6- -

- الواجهات

- - الواجهة الشمالية

- - الواجهة الجنوبية

- - الواجهة الشرقية

- - الواجهة الغربية

:

- هدف من التصميم الإنشائي

- مراحل التصميم الإنشائي

	- -	الأحمال الميتة
	- -	الأحمال الحية
	- -	الأحمال البيئية
أحمال الرياح	- - -	
	- - -	
	- - -	
	-	تبارات العملية
	-	العناصر الإنشائية المكونة للمبنى
	- -	
	- - -	
ات العصب ذات الاتجاهين	- - -	
	- - -	
(Flat Plate)	- - -	
	- -	
	- -	
	- -	
	- -	
	- -	
	-	(Expansion Joints)
	-	النظام الميكانيكي للمبنى
	-	

: النتج و التوصيات

.
.
التوصيات .

Subject

Chapter 4 : Structural Analysis and Design

Page

36

4-1	Introduction	37
4-2	Design method and requirements.	37
4-3	Comparison between the thickness of one way and two way rib slab	38
4-4	Design of Topping	42
4-5	Pos(R1) : Design of one way Rib slab	45
4-6	Pos(R9) : Design of two way Rib slab	51
4-7	Pos(S6):Design of one way soild slab.	60
4-8	Pos(B3) : Design of beam (B3)	72
4-9	Pos. Design of long column (C63) in third Flour.	81
4-10	Pos. Design of Punching (Two-way shear at an Interior Column).	85
4-11	Pos.(ST1A) Design of stair	89
4-12	Pos. Design of Basement wall.	99
4-13	Pos. (F5) Design of isolated footing.	102
4-14	Pos. Design of shear wall.	107
4-15	os.(SG): Design of Steel Beam in first floor .	112

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.

- A_s = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c = compression strength of concrete .
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load
- S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.

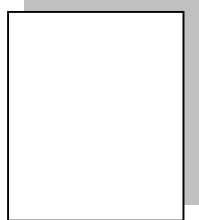
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete.
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

فهرس الجداول

(/)	ة الدراسة	-
	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	-
	الأحمال الحية لعناصر المبنى	-
	سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني	-
		-
	Distribution of Ducts	-
	Dead load calculation	-
	Dead load calculation	-
	Calculation of two way dead load (R9)	-
	Calculation of dead load for beam (B3)	-
	Dead Load calculations of Landing	-
	W shape & HSS	-

فهرس الأشكال

4-1	One way Rib slab (R1)	38
4-2	Two way Rib slab (R9)	39
4-3	Topping load	42
4-4	One way Rib slab (R1)	45
4-5	Loads of Rib (R1)	47
4-6	Loads of Rib (shear R1)	49
4-7	Two way ribbed slab (R 9)	51
4-8	one way soild slab (S6)	60
4-9	Spans Length of One way solid slab (S6)	63
4-10	Solid (S6) envelope	64
4-11	Beam(B3) envelope	75
4-12	Place of column (C,TH63)	81
4-13	Place of punching in column (C148)	85
4-14	stirrups distribution around column (C148)	88
4-15	Stair position (ST1A)	89
4-16	Envelope diagram Flight (ST1A)	92
4-17	Envelope diagram Of Landing (L1A)	95
4-18	basement wall	99
4-19	shear and moment diagram	100
4-20	shear wall photo from Etabs	107
4-21	Moment and shear diagram	107
4-22	Steel Beam (Bst)	112



أهداف المشروع.

- :

الهندسة بصفة عامة هي لجسد الذي يجمع بين التقنية المتاحة فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

فالهندسة المدنية عموماً هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكاناً انسب للعيش فيه .

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتنى بجانب توفير المسكن المطلوب بالموصفات المطلوبة

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ على التنفيذ للمشروعات المختلفة ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً .

والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وآخر رياضي هناك بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

- أهداف المشروع :

نأمل من هذا الـ بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

. القدرة على اختيار النظام الإنشئ وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع

. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.

. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .

. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمشروع
" " اعتماده ليكون ميدانا لهذا ا وفي هذا المجال تحليل كل عنصر من
ية مثل ال بتحديد الأحمال الواقعة عليه
تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ
المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز
التنفيذ .

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث تم
وقمنا باستكمال العمل خلال هذا الفصل خلال مساق .

-
- . اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
 - . استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12 , Safe , Etabs , Stad pro)
 - . Microsoft office Word , Power Point , Excel , Autocade .

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- يشمل المقدمة .
- يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- التحليل والتصميم الإنشائي لعناصر الإنشائية.
- النتائج و التوصيات.

(دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

(دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلي لأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

(تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

(تصميم جميع العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

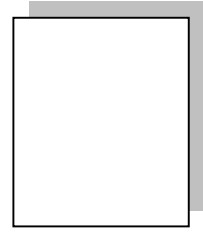
(5 برامج التصميم المختلفة

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

الفعاليات الاسابيع	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
اختيار المشروع																
المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي																
التصميم الانشائي																

(-) للسنة الدراسية

(-)



- . -
- . -
- . -
- . -
- . الواجهات . -
- . -
- . -

- : -

تعتبر العمارة أم العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

هذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصرامة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونفاعل مع تفاصيلها.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة مكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمراقفه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه

- : -

تعاني مدينة دورا من عدة مشاكل في تصميم المستشفيات نتيجة لعدة أسباب منها : سيطرة الاحتلال الاسرائيلي على الموارد المتاحة وقتلتها في نفس الوقت وغياب التخطيط الجيد في توزيع المستشفيات . لذلك أنت الحاجة لتصميم مستشفى يراعي احتياجات الشعب الفلسطيني النفسية والجسدية ويساعد في إصلاح وتطوير القطاع الصحي الفلسطيني.

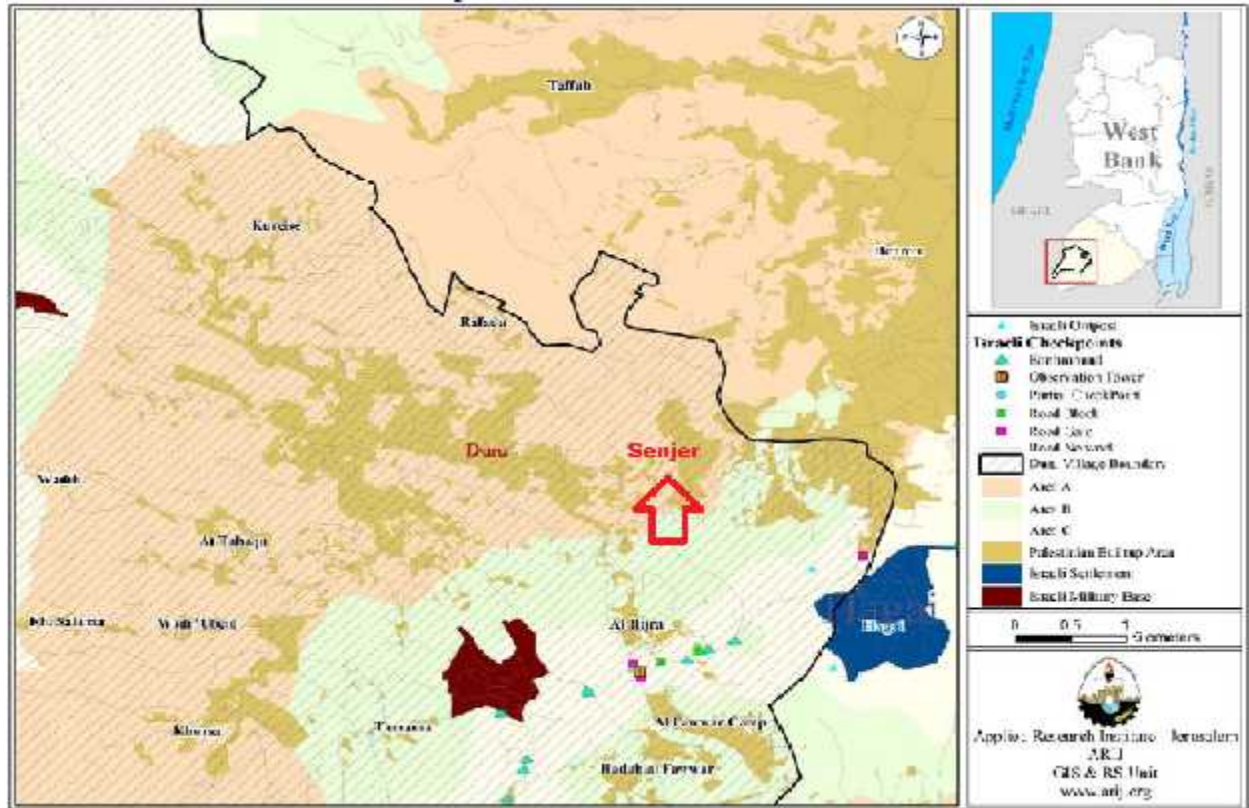
و مما لا شك فيه أن دور المستشفيات في عصرنا الحالي لم يعد يقتصر على تقديم الخدمة العلاجية فقط ، ولم يعد كذلك يعرف بأنه مكان لإيواء المرضى والمصابين كما كان في الماضي، حيث كان أقدم وأبسط تعريف للمستشفى هو أنه مكان لإيواء المرضى والمصابين حتى يتم شفاؤهم، ولكن المستشفى الحديث يعد تنظيمياً طبياً متكاملًا يستهدف تقديم الخدمة الصحية بمفهومها الشامل من وقاية وعلاج وتعليم طبي إضافة إلى إجراء البحوث الصحية في مختلف فروعها.

- :-

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سوا الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل. فذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علا بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

مدينة، مدينة الخليل
بطريق رئيسي هو شارع الخليل-

الموقع المقترح للمشروع هو جزء
جنوب الضفة الغربية



لمدينة دورا .

(-)

- - أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عملية اختيار ارض لإقامة م
ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضيف على خدمات المشروع وأجزائه
صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض
:

جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير
الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
شبكة المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية .
: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار

أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجاري ، صناعية ، سكنية، أم خدماتية
... . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء
المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

- - حركة الشمس و الرياح :

تتعرض مدينة إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا واليه يعود انخفاض الحرارة في
المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة . لموقعها
الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من
الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا، كما تهب على المدينة رياح جافة
كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه
المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر
قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على
المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح
والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

- - :-

مناخ دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحر صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ دورا رغم صغرها
يتباين تبعاً للتضاريس والمساحات المائية المجاورة والبعد عن أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات
لتساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث
تتراوح ما بين (-) سنوياً.

- :-

التوزيع

لتصميم

يتكون المشروع من سبعة طوابق ذات تنوع خدماتي وهو هذه المرافق يتسم بالتعقيد وعدم التماثل بين الطوابق هذا

- - التسوية :-

(- .)

صيانة

غرف كهرباء

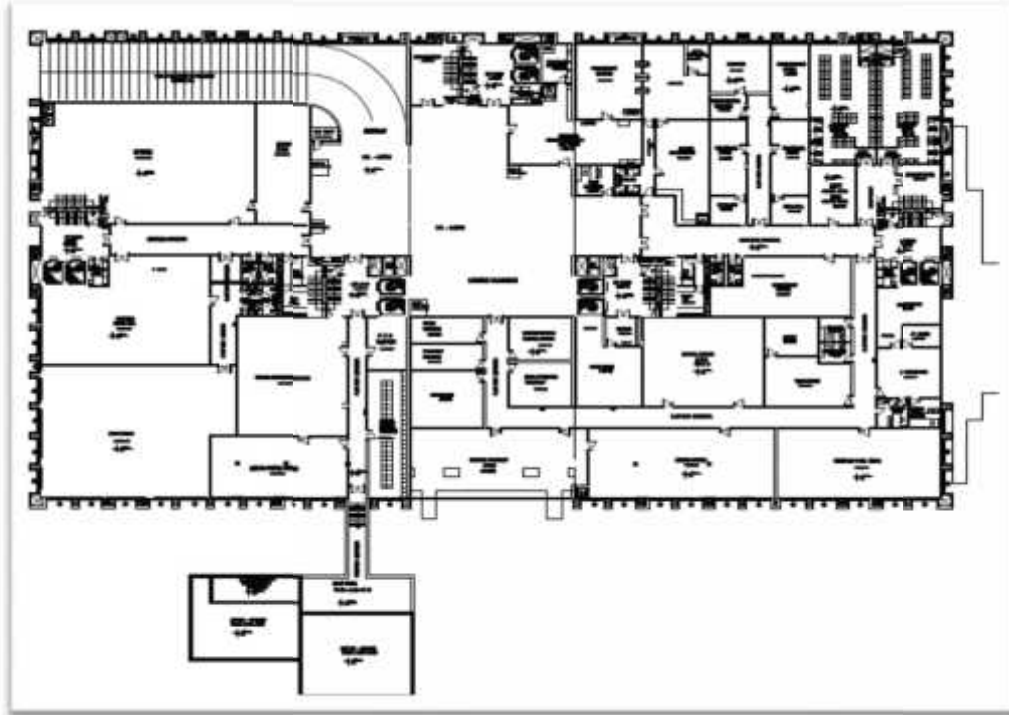
التخزين حيث يتكون من

غرف تخزين بيانات

تم استغلال طابق التسوية

ل الطعام للأطباء والموظفين

كما هو موضح في الشكل (-) .



(-) : مسقط طابق التسوية.

- :-

(.)

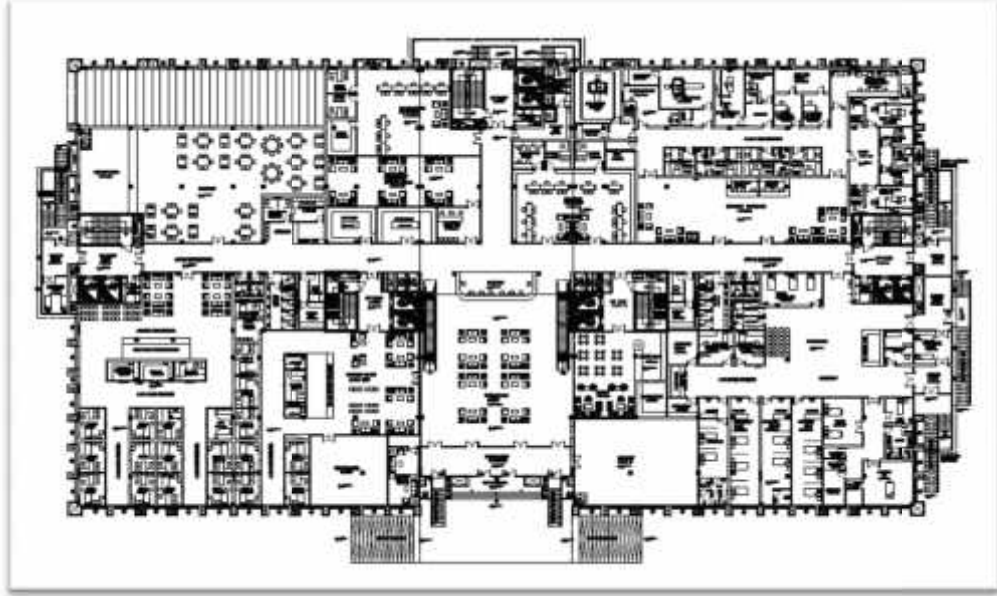
قاعات ترفيهية للأطفال

قسم التصوير الإشعاعي المتكامل .

غرف الممرضين

يتكون الطابق الأرضي من قاعة كبيرة للاستقبال

استقبال المرضى ومعاينتهم



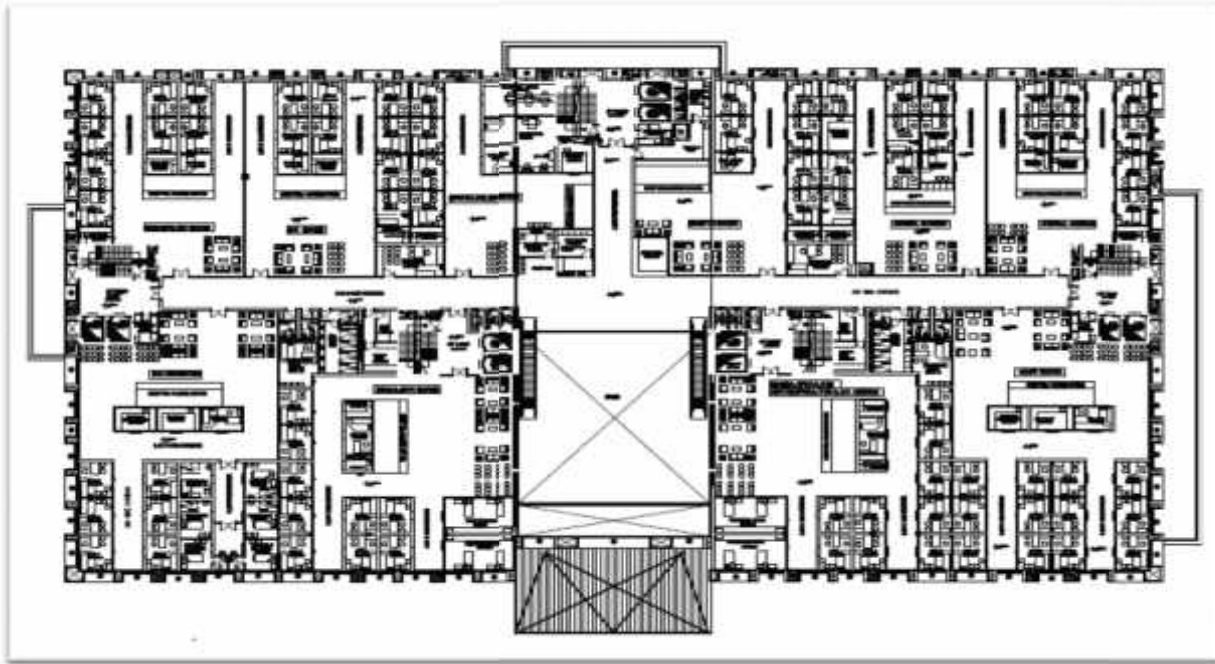
:(-)

-: - -

(.)

مركز التجميل قسم العيون قسم المصابين بمرض السكري
صيدليات داخلية.

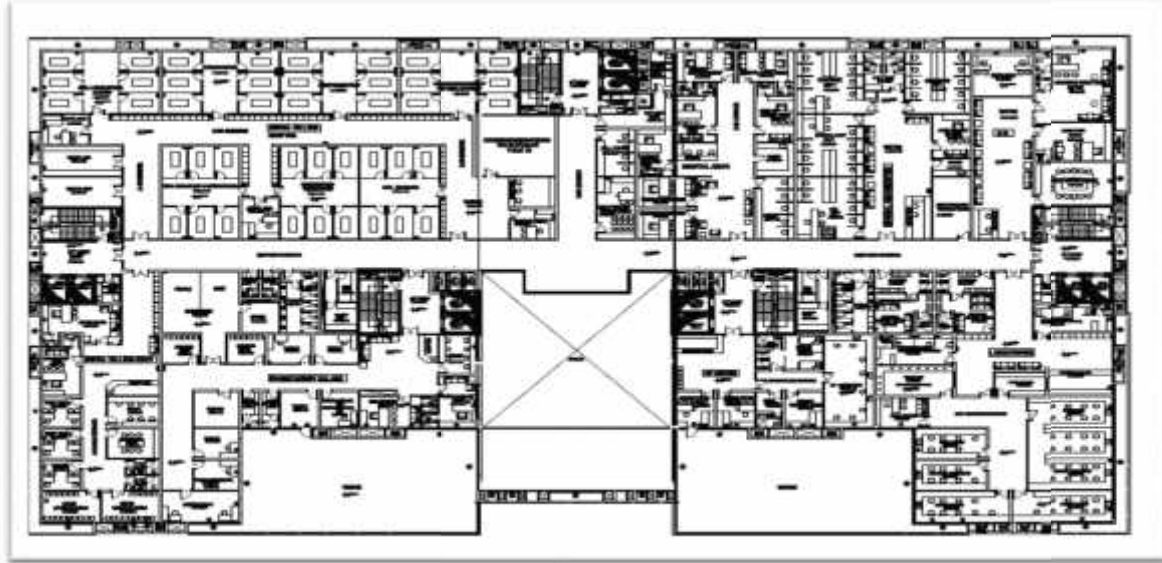
يتكون
غسيل الكلى



:(-)

معالجة الطبية كلية طب الأسنان قسم التلقيح الصناعي

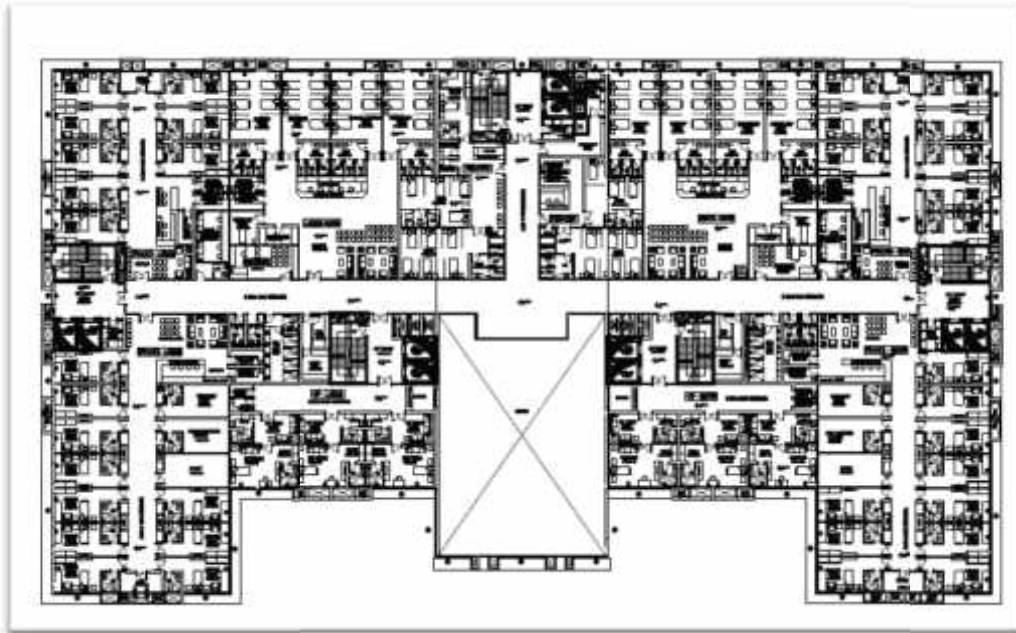
()
يتكون
والمدراء الفرعيين



(-)

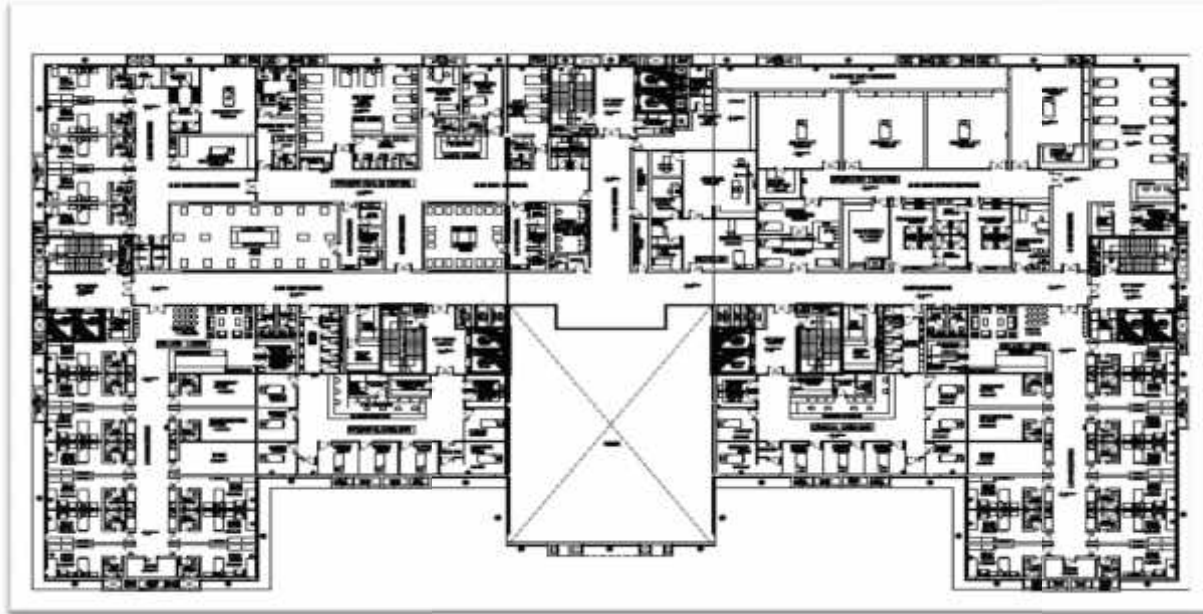
(VIP) متميزة بمساحتها الواسعة والمخصصة

()
يتكون
مكاتب للأطباء والمرضى والموظفين.



(-)

يتكون ()
 وحدة العناية المركزية قسم العمليات
 غرف أطباء ومرضين.



:(-)

-:Terrace

(.)

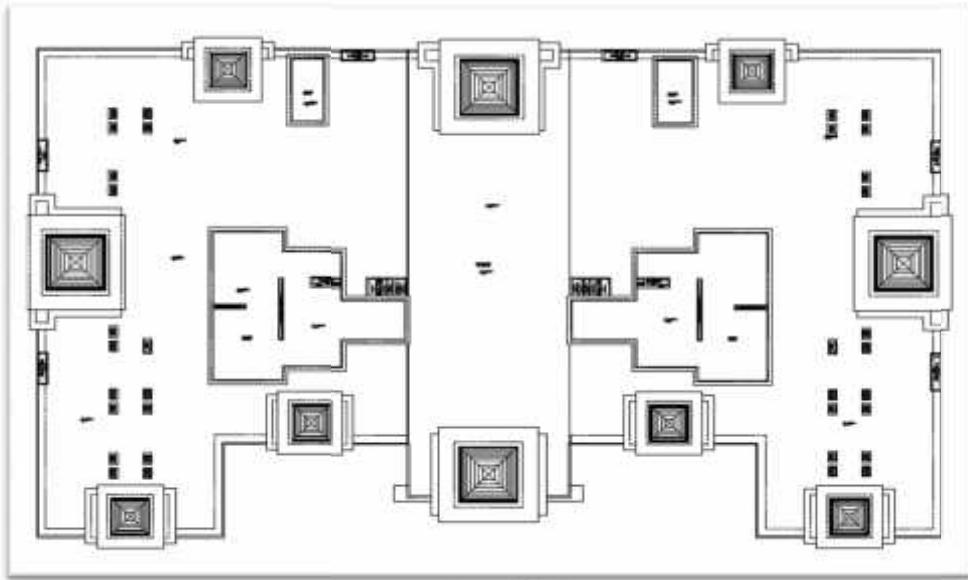


. Terrace

:(_)

-(Terrace)

(.)



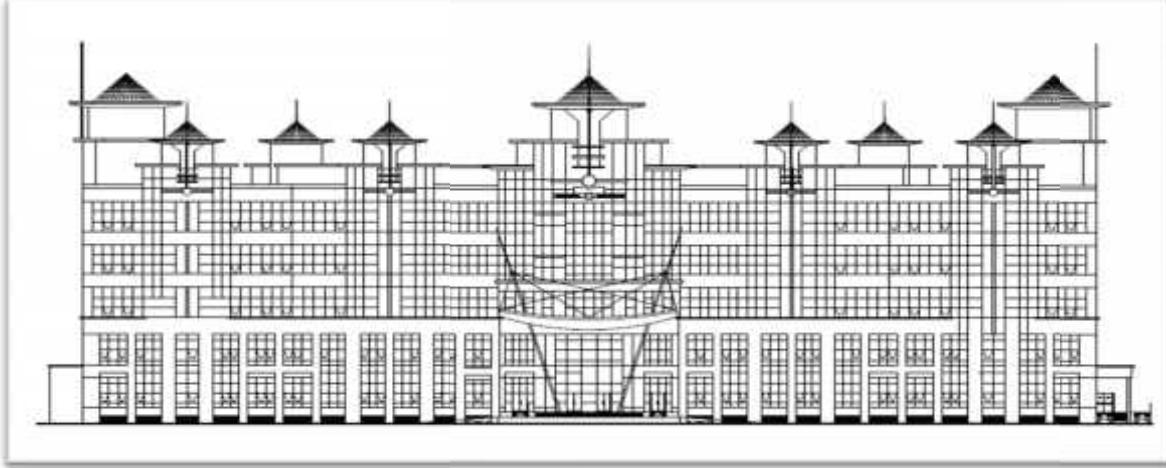
. Terrace

:(-)

- الواجهات :-

- الواجهة الشمالية الشرقية :

ويظهر فيها رئيسي وجمالية توزيع الكتل المعمارية .



(-) : الواجهة الشمالية الشرقية .



(-) : الواجهة الشمالية الشرقية – ثلاثية الأبعاد .

- - الواجهة الجنوبية الغربية:

و يظهر فيها مدخ رئيسي و تظهر الكتل المعمارية .



(-) : الواجهة الجنوبية الغربية .

- - الواجهة الشمالية الغربية:

و يظهر فيها مد



(-) : الواجهة الشمالية الغربية .

- - الواجهة الجنوبية الشرقية :

و يظهر فيها مدخل فرعي للموظفين يؤدي داخل طابق التسوية .



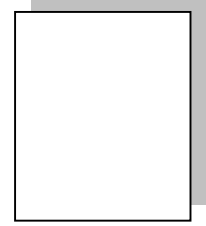
(-) :الواجهة الجنوبية الشرقية .

- :-

تم تصميم بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين طوابقه
Ramp طابق التسوية لتسهيل عملية التنقل . و يوفر التصميم انتظام في توزيع
مما يوفر راحة في التنقل .

- :-

يحتوي المشروع على مدخلين أساسيين:
هو المدخل الرئيسي هو للاستخدام بحيث يوجد بقربه موقف سيارات .
وهو مدخل للطوارئ .
مداخل في جميع الاتجاهات خاصة بالموظفين والأطباء
هو للاستخدامات بحيث يؤدي الى طابق التسوية .



- .
- الهدف من التصميم الإنشائي .
- مراحل التصميم الإنشائي .
- .
- الاختبارات العملية .
- العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .
- .
- النظام الميكانيكي للمبنى .
- .

- :-

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الأقب

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمن ونحافظ على التصاميم المعمارية.

- الهدف من التصميم الإنشائي:-

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

- (Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المخ .
- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
- (Serviceability):
- وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى .
- الحفاظ على التصميم

- مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

:-

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

- :-

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

- - الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي يتكون منها المنشأ حيث المقدار والموقع بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي المكونة له (-) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

(kN/m ³)		
22		1
16		2
25		3
10		4
23		5

(-) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

$$\text{kN/m}^2 1.5 = (\text{Partition})$$

- - الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهز والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في (-) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة .

(kN/m ²)	طبيعة الاستخدام	
5	المستشفيات	1
3		2

(-) الحية

- - الأحمال البيئية:

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالتلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

- - - أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد احمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ ع وموقعه من حيث احاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الاخرى .

وسيتم اعتماد الكود (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جلياً في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (-) الموضح فيما يلي :-

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/ m ²)	0.50	0.80	1.1	1.30

(-) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالمانى DIN 1055-5

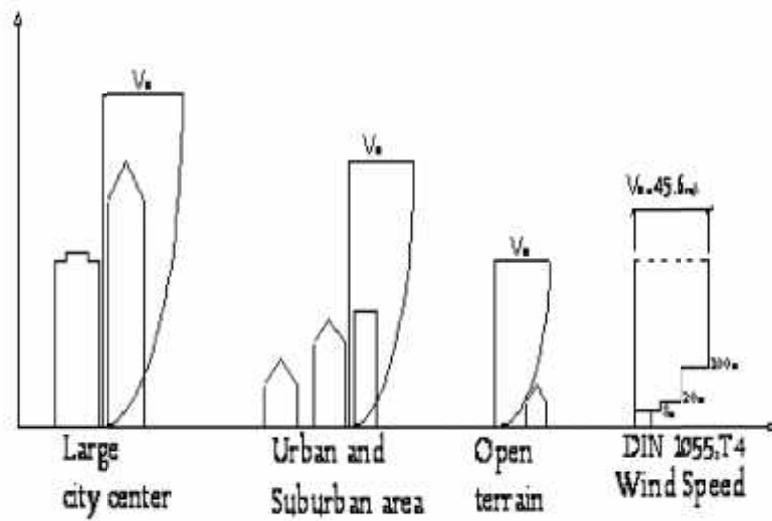
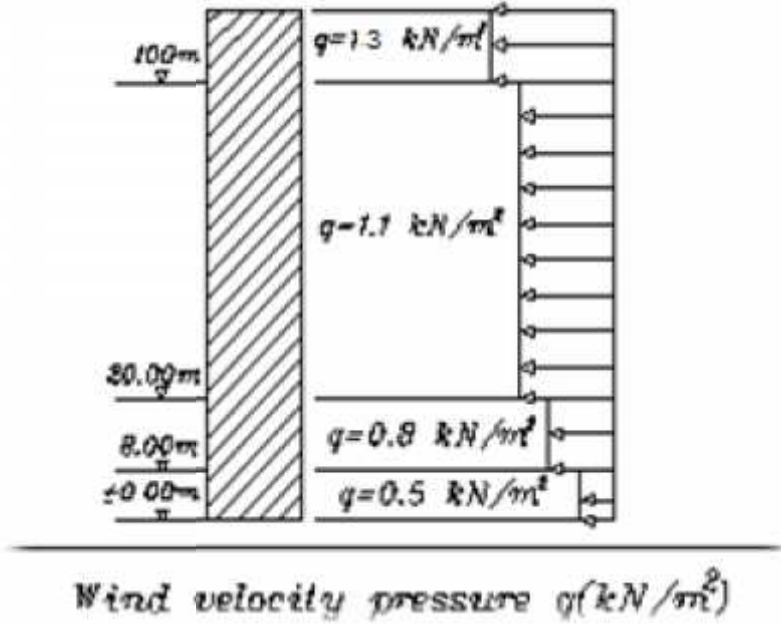
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن :

q : (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح المحيطة (KN/ m²).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (-) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .



(-) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .

: - - -

ويتم تحديدها باستخدام

Codes من خلال جداول تأخذ ارتفاع المنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قي

(KN /M ²)	(H) ()
0	$h < 250$
$(h-250) / 1000$	$500 > h > 250$
$(h-400) / 400$	$1500 > h > 500$
$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

(-)

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (920) :

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$
$$s_L = \frac{920 - 400}{400}$$
$$s_L = 1.3(\text{KN} / \text{m}^2)$$

: - - -

اهتزازا أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية فنتج عنها ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله :

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد
- (Deflection) (Cracks) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

- الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة عند البناء عليها وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

- العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء :
 . و يحتوي المشروع العناصر التالية :

- - :

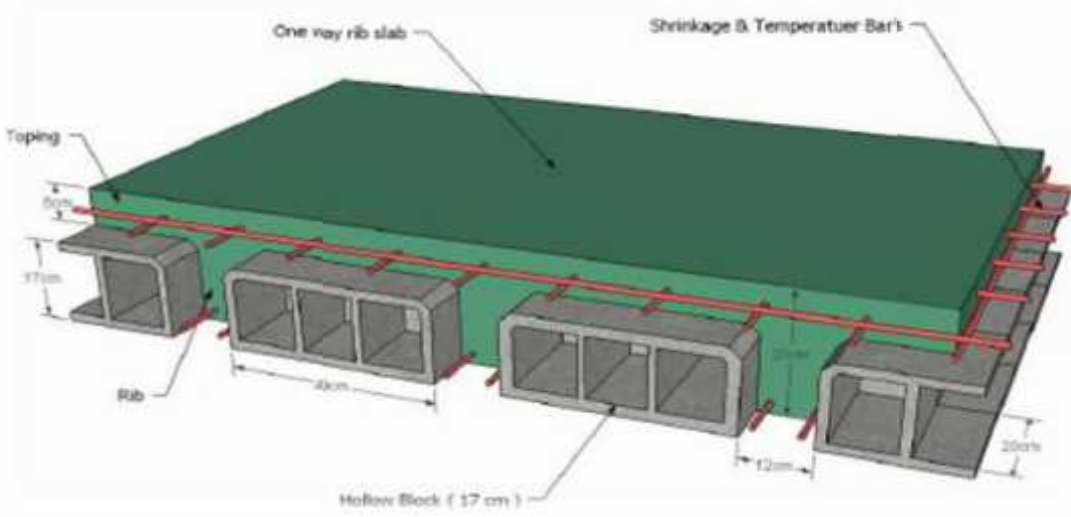
نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العتدات التالية في المشروع:

- (One way ribbed slab).
- عتدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
- (one way solid slab)
- Flat plate .

(One way ribbed slab)

- - -

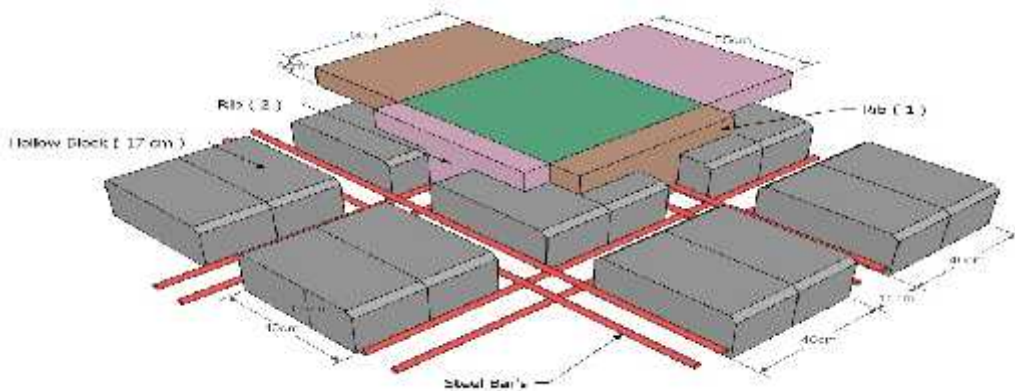
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (-)



(-)

(Two way ribbed slabs) عقدات العصب ذات الاتجاهين

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبنتين وعصب في الاتجاهين كما يظهر في الشكل (-):

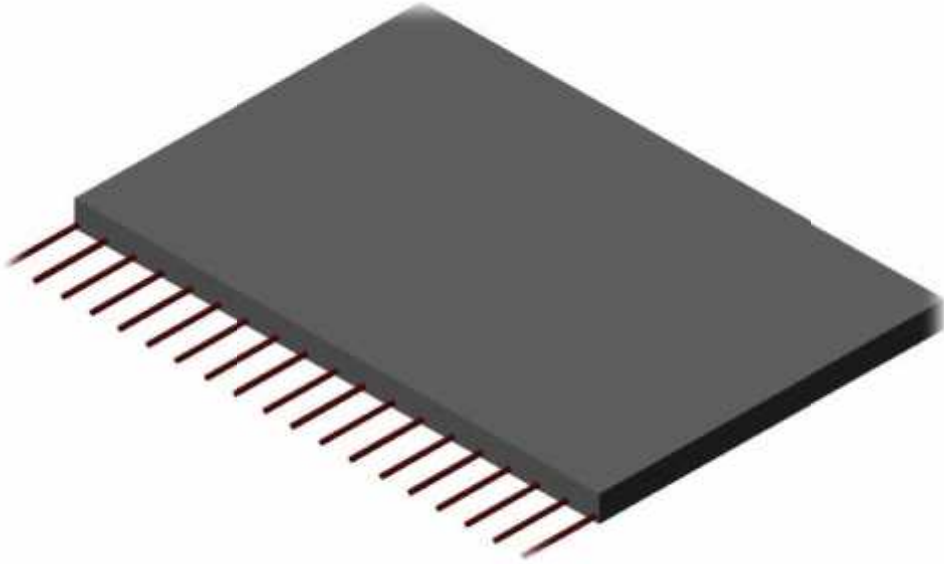


(-) العقدة ذات العصب باتجاهين .

:(One way solid slab)

- - -

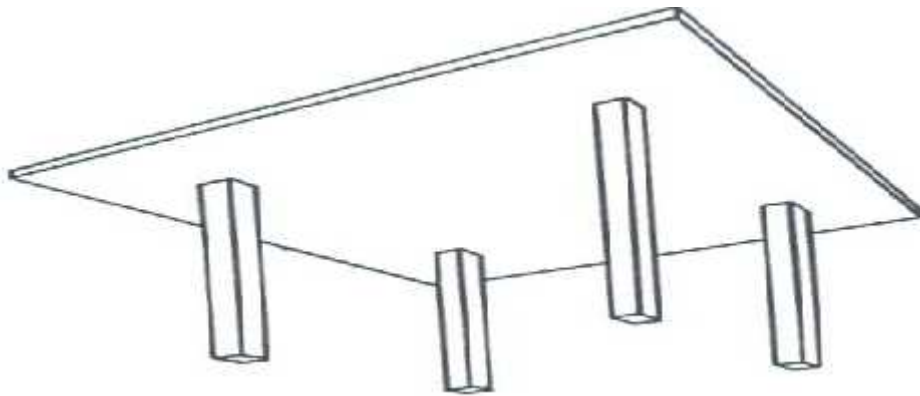
المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية (-) :-



(-)

:Flat plate - - -

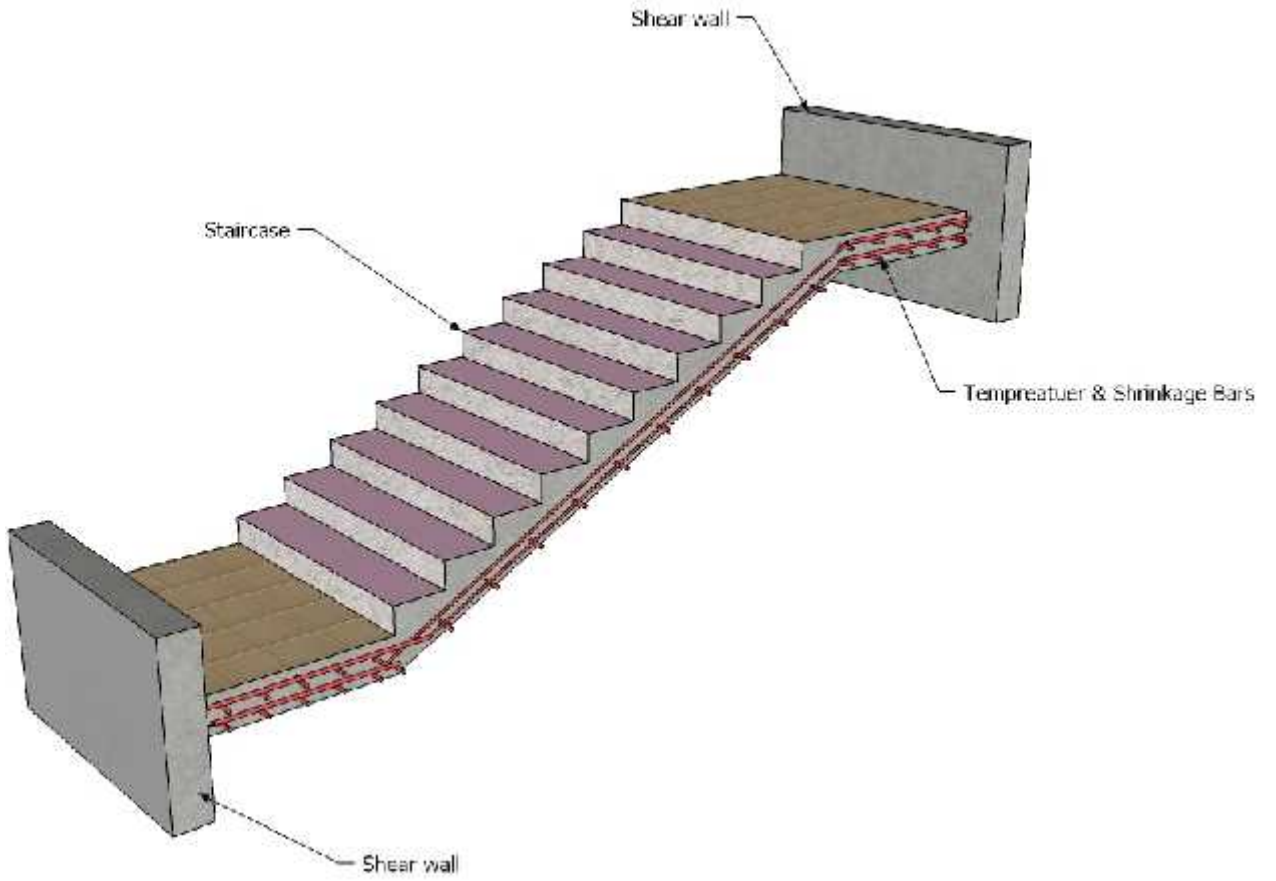
و تم استخدامها في حاله عدم انتظام في توزيع .



. Flat Plate :- (-)

- - :

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد
(-) .



. - : (-)

- - :

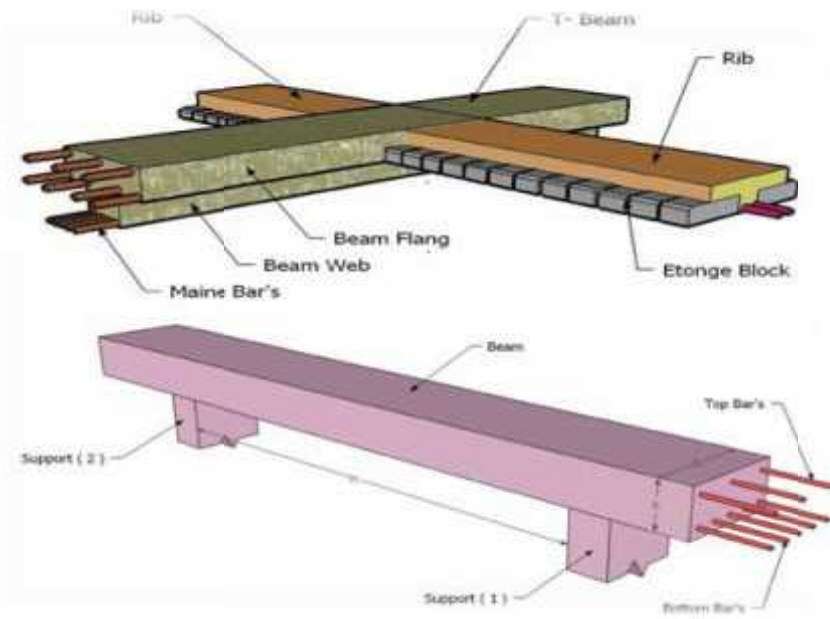
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعمدة إلى الأعمدة حيث تقسم :

(Rectangular) -

(T-section) . -

(L-section) . -

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر
(-) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



(-) :-

: - -

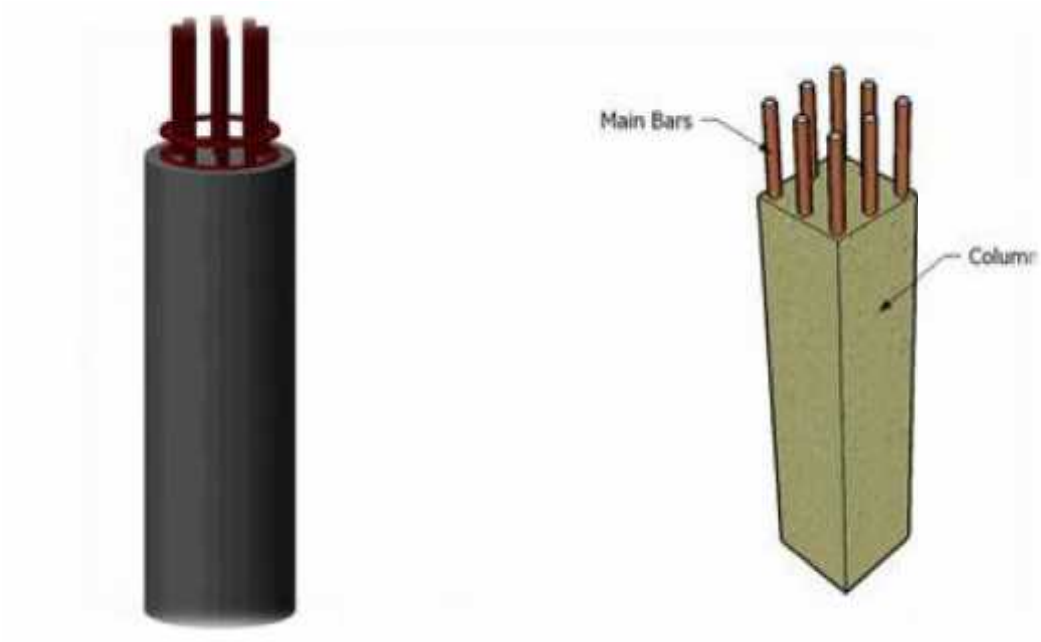
هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور وتنتقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم

:

- الأعمدة القصيرة (short column).

- الأعمدة الطويلة (long column).

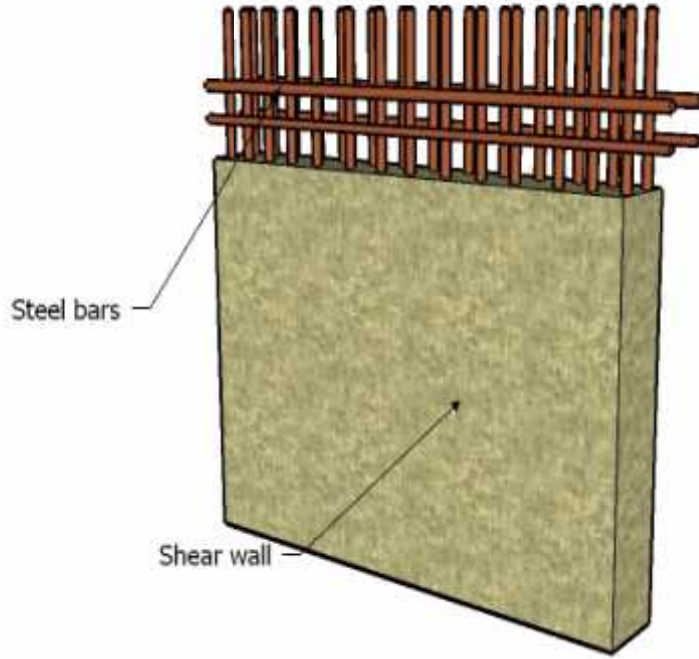
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على ثلاثة أنواع من الأعمدة: هـ
المستطيلة والدائرية (-) .



(-) :- .

- - :

هي الجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (-) .



(-) .

: - -

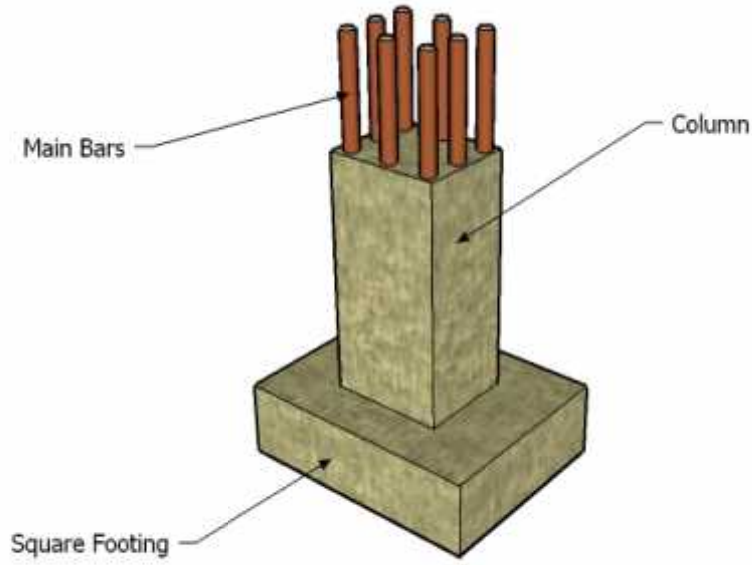
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة وهي على عدة أنواع كما يلي:-

(Isolated footing) -

(Compound footing) -

أساسات شريطية (Strip footing) -

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



(-)

(Expansions Joints)

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد العادية كما يلي :

- م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
-
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال



(-)

- النظام الميكانيكي :

تم تزويد (Ducts) داخلية وخارجية موزعة على كامل مساحة المستشفى لأهداف عديدة منها :

- . التهوية (Ventilation) .
 - . نظام التكييف (HVAC) : ويتم من خلاله توزيع الهواء البارد والتدفئة لجميع أرجاء المستشفى .
 - . التمديدات الكهربائية والميكانيكية (MEP Sheft) .
 - . (Drainage) .
- حيث يتم توصيل هذه (Ducts) عن طريق فتحات على حدود المبنى الخارجية الداخلية .

والجدول التالي يمثل توزيع Ducts ومتابعة استمرارها خلال طوابق المشروع بالإضافة للوظيفة المخصصة لكل منها مخطط لأحد الطوابق يبين تصنيفات

وظيفة (Duct)	طابق النهاية	طابق البداية	(m*m)	(Duct)	
Ventilation	First	Basement	1.40*1.40	1	Magenta
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	2	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	3	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	4	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	5	
Drainage	First	Basement	1.00*1.00	6	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	7	
Drainage	First	Basement	1.00*1.00	8	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	9	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	10	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	11	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	12	
Drainage	First	Basement	1.00*1.00	13	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	14	
Drainage	First	Basement	1.00*1.00	15	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	16	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	17	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	18	
Drainage	First	Basement	1.00*1.00	19	
Drainage	First	Basement	1.00*1.00	20	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	21	
Ventilation	First	Basement	1.40*1.40	22	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	23	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	24	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	25	
Ventilation	First	Basement	1.05*0.15	26	
Ventilation	First	Basement	1.05*0.15	27	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	28	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	29	
Ventilation	First	Basement	1.40*1.40	30	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	31	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	32	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	33	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	34	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	35	
Ventilation	First	Basement	0.15*1.05	36	
Ventilation	First	Basement	0.15*1.05	37	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	38	

وظيفة (Duct)	طابق النهاية	طابق البداية	(m*m)	(Duct)	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	39	Magenta
Ventilation	First	Basement	0.15*1.05	40	
Ventilation	First	Basement	0.15*1.05	41	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	42	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	43	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	43	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	45	
Ventilation	First	Basement	0.5*1.00	46	
Ventilation	First	Basement	1.40*1.40	47	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	48	
Ventilation	First	Basement	1.05*0.15	49	
Ventilation	First	Basement	1.05*0.15	50	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	51	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	52	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	53	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	54	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	55	
Ventilation	First	Basement	1.00*0.50	56	
Drainage	Terrace 1	Basement	1.00*1.00	57	Red
Drainage	Terrace 1	Basement	1.00*1.00	58	
Drainage	Terrace 1	Basement	1.00*1.40	59	
Ventilation	Terrace 1	Basement	1.00*3.00	60	
HVAC water	Terrace 1	Basement	1.00*1.40	61	
Ventilation	Terrace 1	Basement	1.00*1.40	62	
Ventilation	Terrace 1	Basement	1.00*0.50	63	
HVAC fresh air	Terrace 1	Basement	1.00*1.40	64	
fresh air	Terrace 1	Basement	0.95*3.55	65	
MEP shaft	Terrace 1	Basement	1.00*1.00	66	
MEP shaft	Terrace 1	Basement	1.00*1.00	67	
Drainage	Terrace 1	Basement	1.05*1.00	68	
Drainage	Terrace 1	Basement	1.05*1.00	69	
HVAC fresh air	Terrace 1	Basement	3.55*0.95	70	
Drainage	Terrace 1	Basement	1.40*1.00	71	
Ventilation	Terrace 1	Basement	3.05*1.00	72	
Drainage	Terrace 1	Basement	1.40*1.00	73	
Ventilation	Terrace 1	Basement	2.15*1.00	74	
Ventilation	Terrace 1	Basement	0.50*1.00	75	
gas pipes	Terrace 1	Basement	1.40*1.00	76	

وظيفة (Duct)	طابق النهاية	طابق البداية	(m*m)	(Duct)	
HVAC fresh air	Terrace 1	Basement	3.55*0.95	77	Red
Drainage	Terrace 1	Basement	1.05*1.00	78	
Drainage	Terrace 1	Basement	1.05*1.00	79	
Ventilation	Terrace 1	Basement	1.00*1.00	80	
Ventilation	Terrace 1	Basement	1.00*1.00	81	
kitchen fresher	Terrace 1	Basement	0.95*3.55	82	
kitchen exhaust	Terrace 1	Basement	1.00*1.40	83	
Ventilation	Terrace 1	Basement	1.00*0.50	84	
Ventilation	Terrace 1	Basement	1.00*1.00	85	
chilled water	Terrace 1	Basement	1.00*1.40	86	
Ventilation	Terrace 1	Basement	1.00*3.00	87	
Drainage	Terrace 1	Basement	1.00*1.40	88	
Ventilation	Second	Ground	0.60*1.00	89	Blue
Ventilation	First	Ground	1.80*1.00	90	
Ventilation	First	Ground	1.80*1.00	91	
Ventilation	Second	Ground	0.60*1.00	92	
Ventilation	1st	First	1.00*0.50	93	Green
Ventilation	First	First	1.00*0.50	94	
Ventilation	First	First	1.00*0.50	95	
Ventilation	First	First	1.00*0.50	96	
Ventilation	Second	Second	0.60*1.00	97	
Ventilation	Second	Second	0.60*1.00	98	
Ventilation	Terrace 1	Second	1.65*1.00	99	Yellow
Ventilation	Terrace 1	Second	1.65*1.00	100	
Drainage	Terrace 1	Second	1.65*1.00	101	
Ventilation	Terrace 1	Second	2.20*1.00	102	
Ventilation	Terrace 1	Second	2.20*1.00	103	
Drainage	Terrace 1	Second	1.65*1.00	104	
Ventilation	Terrace 1	Second	0.60*1.00	105	
Ventilation	Terrace 1	Second	0.80*1.00	106	
Ventilation	Terrace 1	Second	0.80*1.00	107	
Ventilation	Terrace 1	Second	0.60*1.00	108	
Drainage	Terrace 1	Second	1.65*1.00	109	
Ventilation	Terrace 1	Second	2.20*1.00	110	
Ventilation	Terrace 1	Second	2.20*1.00	111	
Drainage	Terrace 1	Second	1.65*1.00	112	
laboratory fresh air	Terrace 1	Second	2.25*1.00	113	
Drainage	Terrace 1	Second	1.65*1.00	114	

وظيفة (Duct)	طابق النهاية	طابق البداية	(m*m)	(Duct)	
Drainage	Terrace 1	Second	1.65*1.00	115	Yellow
laboratory fresh air	Terrace 1	Second	2.25*1.00	116	
Ventilation	Terrace 1	Second	1.75*1.00	117	
Ventilation	Terrace 1	Second	1.75*1.00	118	
Ventilation	Terrace 1	Second	1.75*1.00	119	
Ventilation	Terrace 1	Second	1.75*1.00	120	
fresh air extract	Terrace 2	Second	0.95*4.25	121	
fresh air extract	Terrace 2	Second	0.95*4.25	122	

- برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

- .AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural .
- .Microsoft Office (2010) For Text Edition .
- Excel .
- Atir 12 .
- Safe .
- Etabs .
- Stad pro .

Chapter 4**Structural Analysis And Design**

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Comparison Between the thickness of one way Rib slab and Two Rib slab

4.4 Design of topping.

4.5 Pos (R 1): Design of one way Rib slab.

4.6 Pos. (R 9): Design of two way Rib slab.

4.7 Pos. (S6): Design of one way solid slab.

4.8 Pos. (B 3): Design of Beam.

4.9 Pos. Design of long column (C63) in third Floor.

4.10 Pos. Design of Punching (Two-way shear at an Interior Column in Flat plat).

4.11 Pos.(ST1A) Design of stair

4.12 Pos. Design of Basement wall.

4.13 Pos. (F5) Design of isolated footing.

4.14 Pos. Design of shear wall.

4.15 Pos.(SG): Design of Steel Beam in first floor .

4.1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m³.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m³.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m³.

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_08)**.

✓ **Strength design method:**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

$$\text{Strength provided} \geq \text{strength required to carry factored loads.}$$

NOTE:

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- ✓ Code : ACI 2008
UBC

- ✓ Material :
 - Concrete: B300.... $f_c' = 30 \text{ N/mm}^2 (\text{MPa})$ For circular section
but for rectangular section ($f_c' = 30 * 0.8 = 24 \text{ MPa}$).
 - Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement $\{f_y = 420 \text{ N/mm}^2 (\text{MPa})\}$
 - Mild steel : A-36
 - Connection Type : Weld , Bolts

- ✓ **Factored loads:**

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

4.3 Comparison between the thickness of one way rib slab and two way rib slab :

*Check Thickness of one way rib slab

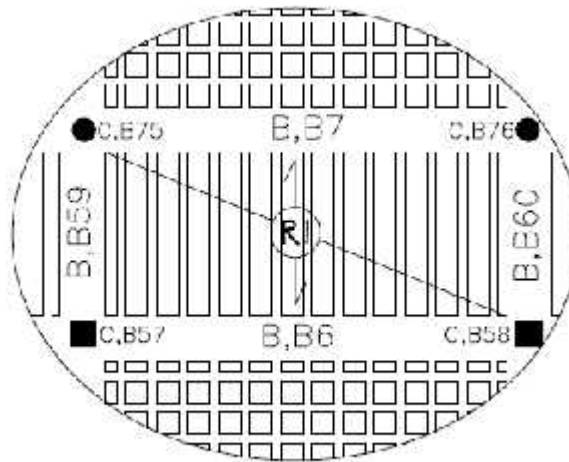
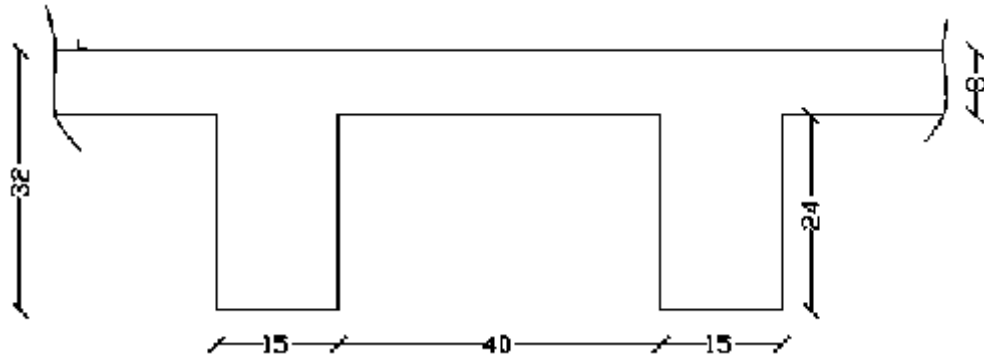


Fig 4.1: One Way Rib slab (R 1)

- ✓ **Statically system for (R 1) :**





The minimum required thickness is:

$$\frac{L}{16} = \frac{4000}{16} = 250 \text{ mm} \quad \text{for simply supported.}$$

***Check Thickness of two way rib slab:**

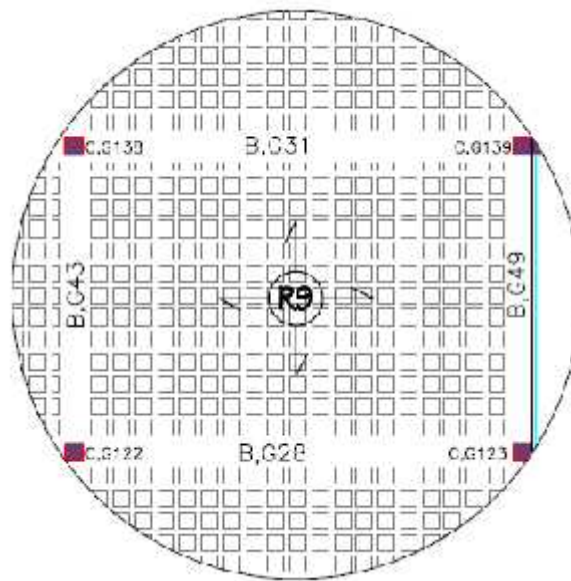
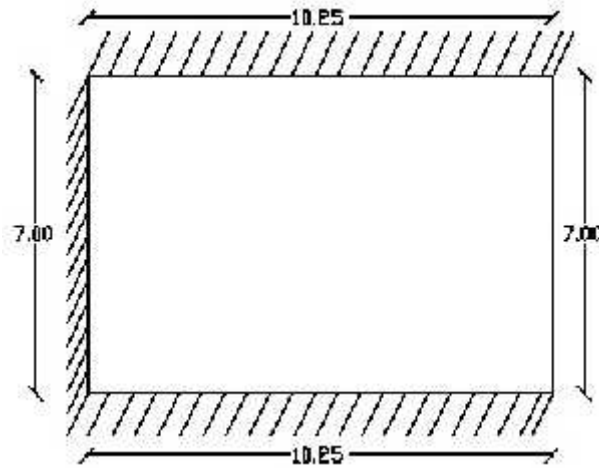
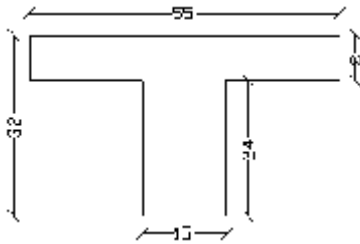


Fig 4.2: Two way Rib slab (R 9)

✓ **Statically system for (R 9) :**



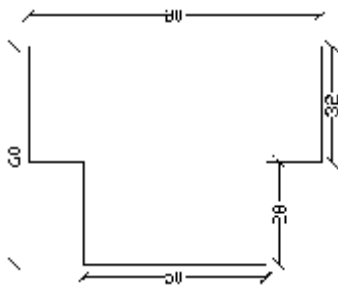
Rib slab (R 9) :



$$Y_c = \frac{0.55 \cdot 0.08 + 0.04 + 0.15 + 0.24 + 0.2}{0.55 + 0.08 + 0.15 + 0.24} = 11.2 \text{ cm}$$

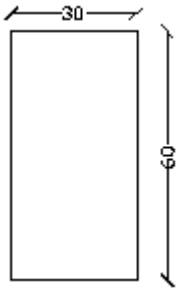
$$I_{\text{rib}} = 0.55 \cdot \frac{0.08^3}{12} + 0.55 \cdot 0.08 \cdot 0.072^2 + 0.15 \cdot \frac{0.24^3}{12} + 0.15 \cdot 0.24 \cdot 0.088^2 = 7.032 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

T Beam (B,G28 / B,G31):

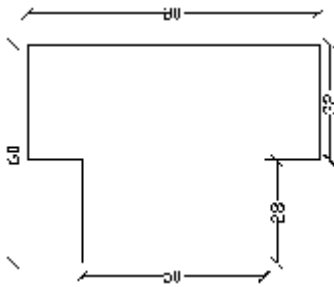


$$Y_c = \frac{32 \cdot 80 + 16 + 28 + 50 + 46}{80 + 32 + 28 + 50} = 26.61 \text{ cm}$$

$$I_b = 80 \cdot \frac{32^3}{12} + 80 \cdot 32 \cdot 10.61^2 + 50 \cdot \frac{28^3}{12} + 50 \cdot 28 \cdot 19.39^2 = 112.447 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Rectangular Beam (B,G49) :

$$I_b = 30 \cdot 60^3 / 12 = 54 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

T Beam (B,G43) :

$$Y_c = \frac{32 \cdot 80 \cdot 16 + 28 \cdot 50 \cdot 46}{80 \cdot 32 + 28 \cdot 50} = 26.61 \text{ cm}$$

$$I_b = 80 \cdot \frac{32^3}{12} + 80 \cdot 32 \cdot 10.61^2 + 50 \cdot \frac{28^3}{12} + 50 \cdot 28 \cdot 19.39^2 = 112.447 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

External:

Long direction $L = 700 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{1025 \cdot 80}{55} \cdot 7.032 \cdot 10^4 = 757538.1818 \text{ cm}^4$$

Internal :

In short direction $L = 7 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{1025 \cdot 712.66 \cdot 80}{55} \cdot 7.032 \cdot 10^4 = 1213122.284 \text{ cm}^4$$

In long direction $L = 10.25 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{700 \cdot 645 \cdot 62.5}{55} \cdot 7.032 \cdot 10^4 = 939730.9091 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{700 \cdot 645 \cdot 80}{55} \cdot 7.032 \cdot 10^4 = 962105.4545 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{54 \cdot 10^4}{757538.1818} = 0.713$$

$$\alpha_2 = \frac{112447 \cdot 10^4}{9397309091} = 1.1966$$

$$\alpha_3 = \frac{112447 \cdot 10^4}{1213122.284} = 0.9269$$

$$\alpha_4 = \frac{112447 \cdot 10^4}{962105.4545} = 1.1688$$

$$f_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = 1.0013 < 2 \qquad = \frac{10.25}{7} = 1.464$$

$$h = \frac{1025 \left(0.8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 5 \cdot 1.464 \cdot (1.002 - 0.2)} = 269.264 > h_{\min} = 125$$

The thickness of one way rib slab is smaller than in two way rib slab SO,

Take the slab thickness = 32 cm, 24 cm for concrete block, 8 cm, for topping.

4.4 Design of topping:

✓ Statically system for topping :

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs.

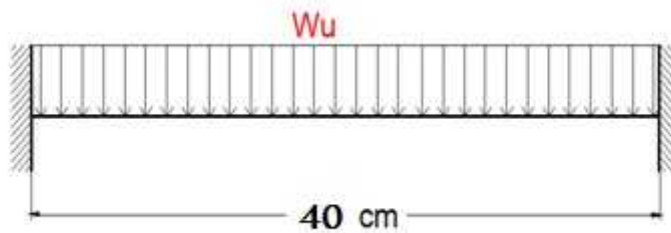


Fig 4.3: topping load.

✓ **Load calculations:****Dead load calculations:**

Dead load from:	× ×1	KN/m
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.03×22×1	0.66
Coarse sand	0.07×16×1	1.12
Topping	0.08×25×1	2
Interior partitions	1.5×1	1.5
		5.97

Live load :

$$L_L = 5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow L_L = 5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 5 \text{ KN/m}$$

Factored load :

$$W_U = 1.2 \times 5.97 + 1.6 \times 5 = 15.164 \text{ KN/m.}$$

Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$.

$$M_n = 0.42 \bar{f}_c' S_m \quad (\text{ACI 22.5.1, equation 22-2})$$

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000 \times 80}{6} = 1066666.67 \text{ mm}^2.$$

$$\phi M_n = 0.55 \times 1 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.232 \text{ KN.m}$$

$$M_u = \frac{W_u l^2}{12} = 0.202 \text{ KN.m} \quad (\text{negative moment}).$$

$$M_u = \frac{W_u l^2}{24} = 0.101 \text{ KN.m} \quad (\text{positive moment}).$$

$$\phi M_n \gg M_u = 0.202 \text{ KN.m}$$

No reinforcement is required by analysis. According **ACI 10.5.4**, provide $A_{s,\min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\text{shrinkage} = 0.0018$$

ACI 7.12.2.1

$$A_s = \text{shrinkage} \times b \times h_{\text{topping}} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Step (s) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm.}$ **control** **ACI 10.5.4**

2. 450mm.

3. $S = 380 \frac{280}{f_s} - 2.5C_c = 380 \frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$ but

$S = 300 \frac{280}{f_s} = 300 \frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} = 300 \text{ mm}$ **ACI 10.6.4**

Take $\phi 8 @ 200 \text{ mm}$ in both direction, $S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm} \dots \text{OK}$

4.5 Po. (R 1): Design of one way Rib slab .

❖ **Requirements For Ribbed Slab Floor According to ACI- (318-08) .**

bw 10cm.....ACI(8.13.2)

Select bw=15cm

h 3.5*bw ACI(8.13.2)

Select h=32cm<3.5*15=52.5cm

tf Ln/12 50mmACI(8.13.6.1)

Select tf=8cm

❖ **The effective flange width (b_e), according to ACI 8.12.2 is the smallest of:**

▪ $b_e \frac{L}{4} = \frac{4000-800}{4} = 800 \text{ mm}$ L, is the clear span of the rib.

▪ $b_e b_w + 16h_f = 150 + 16 \times 80 = 1430 \text{ mm}$.

▪ b_e center to center spacing between adjacent beams = 550 mm.

Control

✓ **Statically system and Dimensions.**

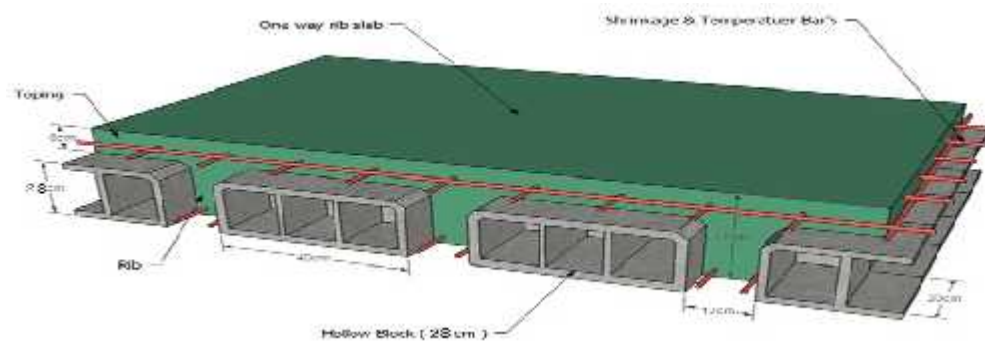
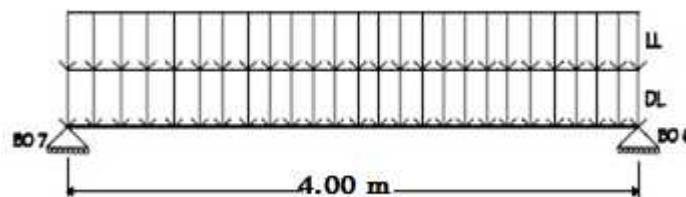
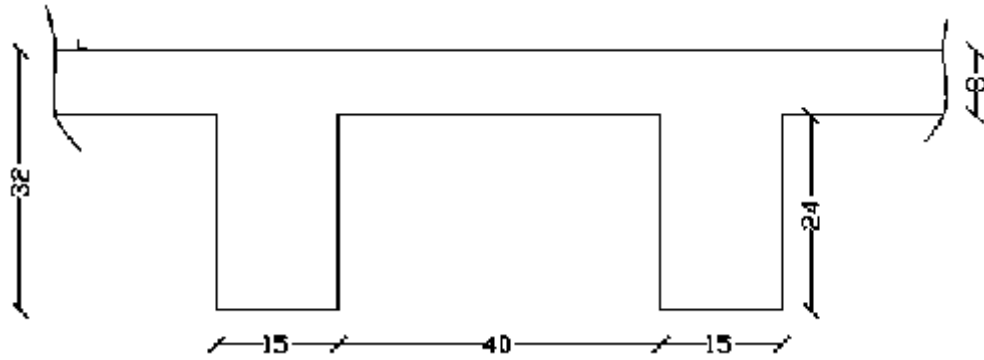


Fig 4.4: One way Rib slab (R 1).





✓ **Load calculations:**

Dead load calculations:

Dead load from:	$\times \times b_e$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.55$	0.3795
Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.55$	0.363
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 0.55$	0.616
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.55$	1.1
Interior partitions	1.5×0.55	0.825
RC rib	$0.24 \times 25 \times 0.15$	0.9
Hollow Block	$0.24 \times 10 \times 0.4$	0.96
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.55$	0.363
		5.5065

Live load :

$$\text{Live load /rib} = 5 \text{ KN/m}^2 \times 0.55\text{m} = 2.75 \text{ KN/m.}$$

Factored load :

$$D_u = 1.2 \times 5.5065 = 6.61 \text{ KN/m.}$$

$$L_u = 1.6 \times 2.75 = 4.4 \text{ KN/m. m}$$

$$W_u = 11.01 \text{ KN/m.}$$

✓ Flexural Design for (R 1):

Moment for R1:

$$M_u = \frac{W_{ul}^2}{8} = 22.02 \text{ KN.m}$$

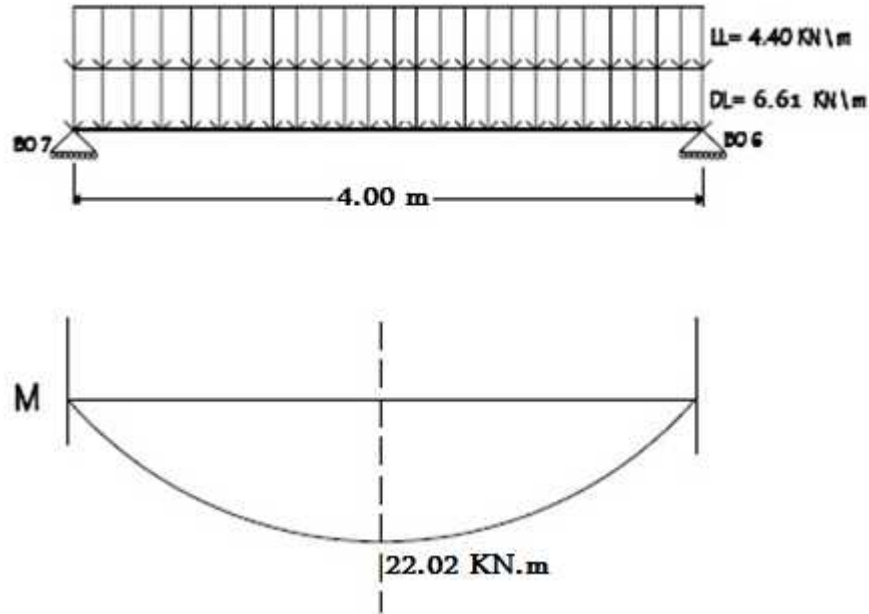


Fig 4.5: loads of rib (R 1)

Design of positive moment.

$$M_u = 22.02 \text{ KN.m.}$$

Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm.}$$

Check if $a > h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T- section,

$$M_{nf} = 0.85 \cdot f'_c \cdot E_e \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 550 \times 80 \times \left(284 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 219.014 \text{ KN.m}$$

$M_{nf} \frac{M_u}{\phi} = 24.47 \text{ KN.m}$, the section will be designed as **rectangular section** with $b_e = b = 550 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{22.02 \times 10^6}{0.9 \times 550 \times 284^2} = 0.552 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \frac{2mR_n}{420} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.552}{420} \right] = 0.00133$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00133 \times 550 \times 284 = 207.97 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{f'_c}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$1. A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} 150 \times 284 = 124.22 \text{ mm}^2$$

$$2. A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 284 = 142 \text{ mm}^2 \quad \text{Control}$$

$$A_{s,required} = 207.97 \text{ mm}^2.$$

Use 3 ϕ 10. $A_{s,provided} = 235.5 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 207.97 \text{ mm}^2$ **Ok**

$$S = \frac{150 - 40 - 20 - (2 \times 10)}{1} = 70 \text{ mm} > d_b = 10 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{235.5 \times 420}{0.85 \times 550 \times 24} = 8.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{E_1} = \frac{8.82}{0.85} = 10.37 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{284-10.37}{10.37} = 0.079 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

For the top reinforcement use 2 ϕ 10 as Montage.

✓ Shear Design for (R 1):

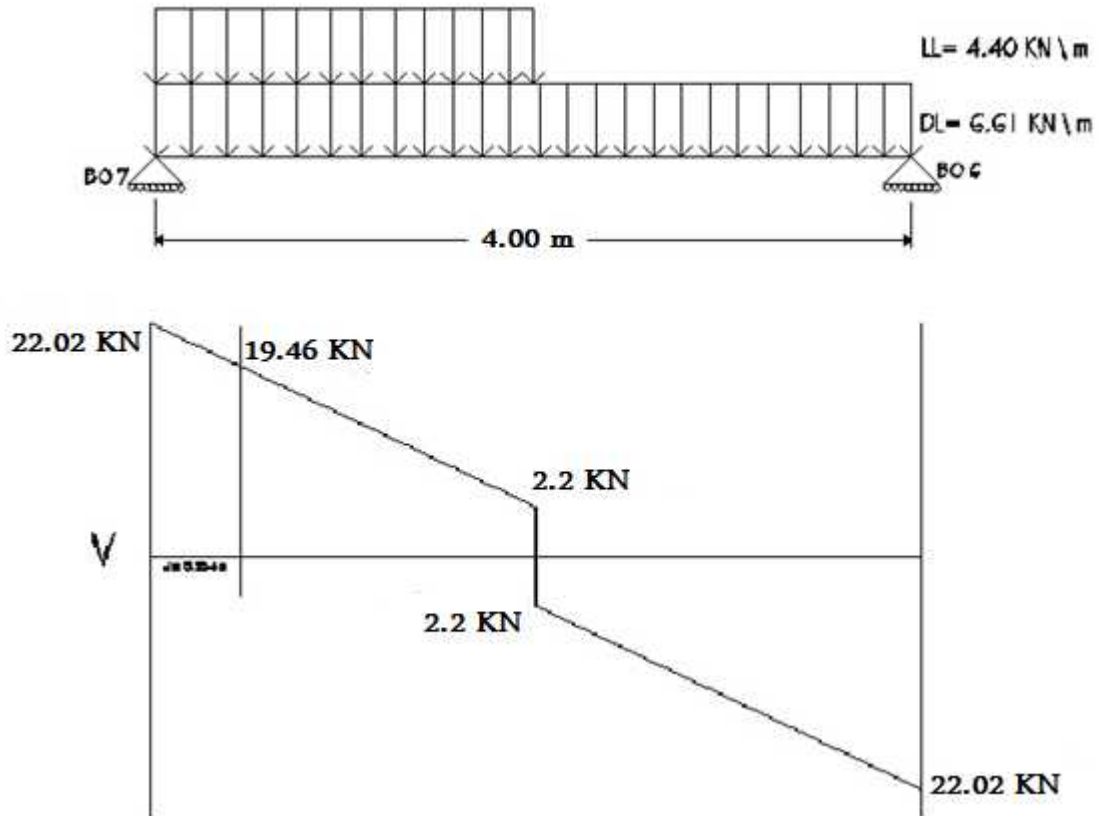


Fig 4.6: loads of rib (shear R 1)

$$w_{uD} = 1.2 \times 5.5065 = 6.61 \text{ kN/m.}$$

$$w_{uL} = 1.6 \times 2.75 = 4.4 \text{ kN/m}$$

$$V_u \text{ at the face of support} = \frac{wl}{2} = \frac{11.01 \times 4}{2} = 22.02 \text{ KN}$$

$$V_u \text{ at midspan} = \frac{w_{uL}l}{8} = \frac{4.4 \times 4}{8} = 2.2 \text{ KN}$$

V_u at $d = 284$ mm from the face of support.

$$\frac{22.02 - 2.2}{2.2} = \frac{y}{2.2 - 0.284} \quad y = 17.26 \text{ KN}$$

$$V_u = y + 2.2 = 19.46 \text{ KN}$$

Shear strength V_c , provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs. (ACI, 8.13.8).

$$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \bar{f}'_c b_w d = \frac{1.1}{6} \times 24 \times 150 \times 284 \times 10^{-3} = 38.26 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 38.26 = 28.69 \text{ KN.}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 38.26 = 14.35 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$$

Case (2) for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), exception for Ribbed slab ,
No shear Reinforcement .

Use stirrups U-shape as montage (2 leg stirrups) $\phi 8 @ 250 \text{ mm}$, $A_v = 2 \times 50.24 = 100.48 \text{ mm}^2$.

$$A_v = \frac{2 \times 50.3}{0.25} = 401.92 \text{ mm}^2/\text{m}_{\text{strip}}$$

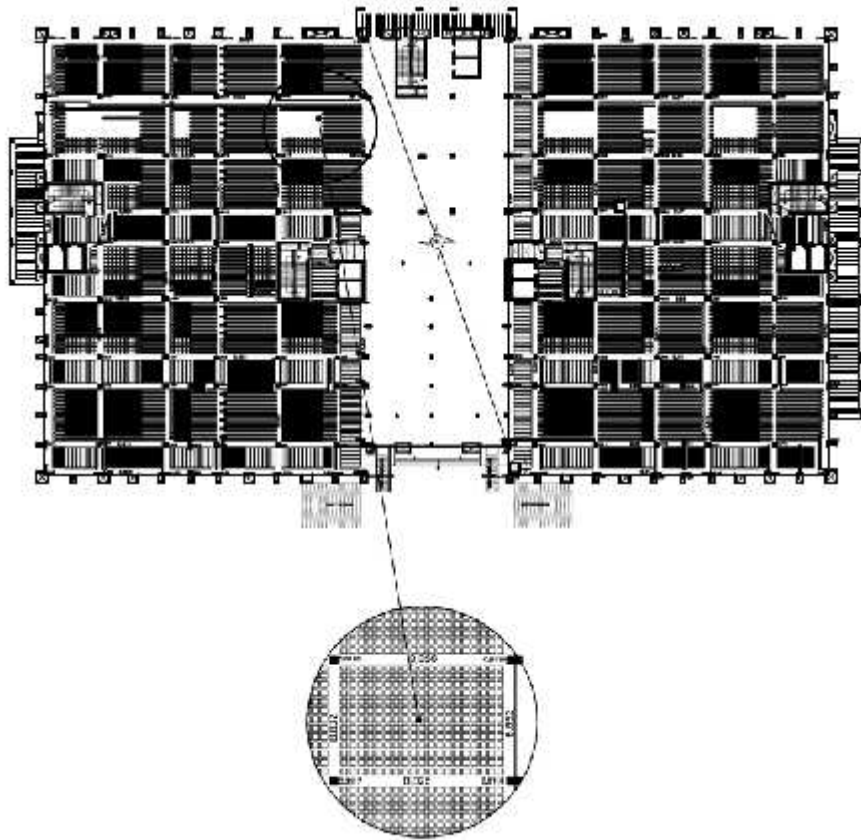
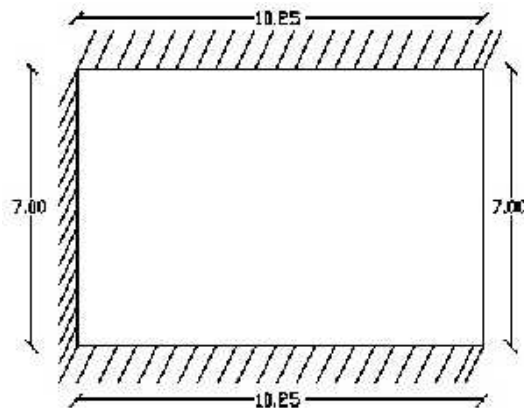
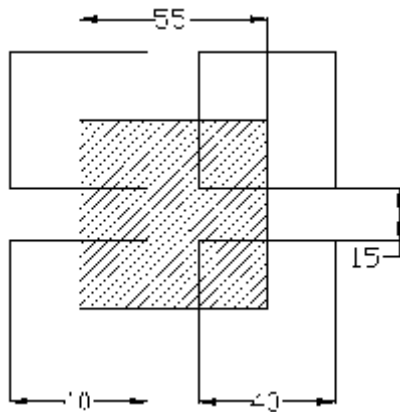
4.6 Pos. (R 9): Design of two way Rib slab .

Fig. (4.7): Two way ribbed slab (R 9)

✓ **Statically system and Dimensions.**



✓ **Load calculations:****Dead load calculations:**

Dead load from:	$W = \times V$	KN
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.55^2$	0.2087
Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.55^2$	0.1997
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 0.55^2$	0.3388
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.55^2$	0.605
Interior partitions	1.5×0.55^2	0.454
RC rib	$0.24 \times 25 \times 0.15 \times (0.55 + 0.4)$	0.855
Hollow Block	$0.24 \times 10 \times 0.4 \times 0.4$	0.384
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.55^2$	0.19965
		3.245

Table (4.2) Calculation of two way dead load (R 9)

Nominal Total Dead Load = 3.245 KN/Rib

$$DL = 3.245 / (0.55^2) = 10.73 \text{ KN/m}^2$$

Nominal Total live load = 5 KN/m²

Determination of factored dead & live load

$$\text{Factored dead load} = 1.2 * \text{Dead load} = 1.2 * 10.73 = 12.87 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Factored Live load} = 1.6 * \text{live load} = 1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}^2.$$

$$W = 12.87 + 8 = 20.87 \text{ KN/m}^2$$

✓ Flexural Design for (R 9) :

Moments calculations :-

$$M_a = C_a w l_a^2 b_{rib} \quad \text{and} \quad M_b = C_b w l_b^2 b_{rib}$$

$$L_a/L_b = 7/10.25 = 0.683 \dots\dots\dots \text{Case 9}$$

The moment calculation will be done for the slab middle strip.

*Negative moments at continuous edge :

$$C_{a,neg}(l_a/l_b=0.70) = 0.081 \qquad C_{a,neg}(l_a/l_b=0.65) = 0.083$$

$$C_{a,neg}(l_a/l_b=0.683) = 0.08168$$

$$M_{a-ve} = C_a * W * L_a^2 * b_{rib} = 0.08168 * 20.87 * 7^2 * 0.55 = 45.95 \text{ KN.m/Rib}$$

$$C_{b,neg}(l_a/l_b=0.70) = 0.011 \qquad C_{b,neg}(l_a/l_b=0.65) = 0.008$$

$$C_{b,neg}(l_a/l_b=0.683) = 0.00998$$

$$M_{b-ve} = C_b * W * L_b^2 * b_{rib} = 0.00998 * 20.87 * 10.25^2 * 0.55 = 12.04 \text{ KN.m/Rib}$$

*Positive moments :

$$C_{a,D}(l_a/l_b=0.70) = 0.033 \qquad C_{a,D}(l_a/l_b=0.65) = 0.034$$

$$C_{a,D}(l_a/l_b=0.683) = 0.03334$$

$$M_{a+ve,D} = C_a * W * L_a^2 * b_{rib} = 0.03334 * 12.87 * 7^2 * 0.55 = 11.56 \text{ KN.m/Rib}$$

$$C_{a,L}(l_a/l_b=0.70) = 0.05 \qquad C_{a,L}(l_a/l_b=0.65) = 0.054$$

$$C_{a,L}(l_a/l_b=0.683) = 0.05136$$

$$M_{a+ve,L} = C_a * W * L_a^2 * b_{rib} = 0.05136 * 8 * 7^2 * 0.55 = 11.07 \text{ KN.m/Rib}$$

$$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D} = 22.634 \text{ KN.m/Rib}$$

$$C_{b,D} (I_a/I_b=0.70) = 0.006 \quad C_{b,D} (I_a/I_b=0.65) = 0.005$$

$$C_{b,D} (I_a/I_b=0.683) = 0.00566$$

$$M_{b+ve,D} = C_b * W * L_b^2 * b_{rib} = 0.00566 * 12.87 * 10.25^2 * 0.55 = 4.21 \text{ KN.m/Rib}$$

$$C_{b,L} (I_a/I_b=0.70) = 0.011 \quad C_{b,L} (I_a/I_b=0.65) = 0.009$$

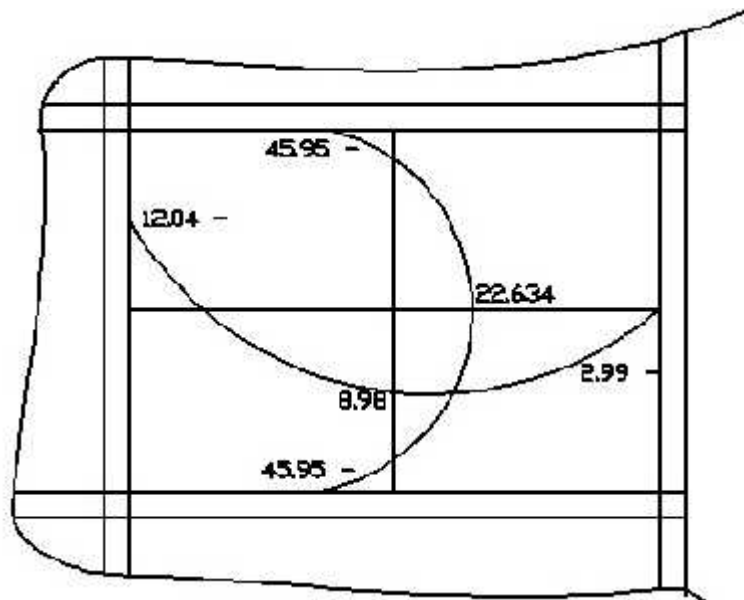
$$C_{b,L} (I_a/I_b=0.683) = 0.01032$$

$$M_{b+ve,L} = C_b * W * L_b^2 * b_{rib} = 0.01032 * 8 * 10.25^2 * 0.55 = 4.77 \text{ KN.m/Rib}$$

$$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D} = 8.98 \text{ KN.m/Rib}$$

*Negative moments at Discontinuous edge (1/3 * positive moments):

$$M_{b,neg} = \frac{8.98}{3} = 2.99 \text{ KN.m/Rib}$$



Design for Negative and Positive moment:** Short direction*

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

Positive Moment:Midspan: ($M_u = +22.634 \text{ KN.m/Rib}$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{22.634 \times 10^6}{0.9 \times 150 \times 285^2} = 2.064 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.064}{420}} \right] = 0.00519$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00519 \times 150 \times 285 = 221.97 \text{ mm}^2. \quad \text{Control.}$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{24}{420} 150 \times 285 = 124.66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 285 = 142.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{required}} = 221.97 \text{ mm}^2.$$

Use 2 ϕ 12 **Bottom**. $A_{s,\text{provided}} = 226.08 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 221.97 \text{ mm}^2$ Ok

Check spacing :

$$S = \frac{150 - 40 - 20 - (2 \times 12)}{1} = 66 \text{ mm} > d_b = 12 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.08 \times 420}{0.85 \times 150 \times 24} = 31.03 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\epsilon_1} = \frac{31.03}{0.85} = 36.5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{285-36.5}{36.5} = 0.0204 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Negative Moment:

Continuous edge : ($M_u = -45.95$ KN.m/Rib)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{45.95 \times 10^6}{0.9 \times 150 \times 285^2} = 4.19 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{420}} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.19}{420}} \right] = 0.0113$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0113 \times 150 \times 285 = 482.66 \text{ mm}^2. \quad \text{Control.}$$

Use 2 ϕ 18 **Top**, $A_{s, \text{provided}} = 508.68 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 482.66 \text{ mm}^2$ Ok

Check spacing :

$$S = \frac{150 - 40 - 20 - (2 \times 18)}{1} = 54 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{508.68 \times 420}{0.85 \times 150 \times 24} = 69.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{69.82}{0.85} = 82.14 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{285-82.14}{82.14} = 0.0074 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

*** Long direction**

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

Positive Moment:

Midspan: ($M_u = +8.98$ KN.m/Rib)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{8.98 \times 10^6}{0.9 \times 150 \times 285^2} = 0.819 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \frac{2mR_n}{420} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.819}{420} \right] = 0.00199$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00199 \times 150 \times 285 = 85.1 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{f'_c}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{24}{420} 150 \times 285 = 124.66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 285 = 142.5 \text{ mm}^2 \quad \textbf{Control.}$$

$$A_{s,\text{required}} = 142.5 \text{ mm}^2.$$

Use 2 ϕ 10 **Bottom**, $A_{s,\text{provided}} = 157 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 142.5 \text{ mm}^2$ Ok

Check spacing :

$$S = \frac{150 - 40 - 20 - (2 \times 10)}{1} = 70 \text{ mm} > d_b = 10 > 25 \quad \textbf{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157 \times 420}{0.85 \times 150 \times 24} = 21.55 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.55}{0.85} = 25.35 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{285-25.35}{25.35} = 0.0307 > 0.005 \quad \textbf{Ok}$$

Negative Moment :

Continuous edge : ($M_u = - 12.04 \text{ KN.m/Rib}$)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{12.04 \times 10^6}{0.9 \times 150 \times 285^2} = 1.2 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \frac{2mR_n}{420} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.2}{420} \right] = 0.00269$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00269 \times 150 \times 285 = 114.94 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\overline{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} 150 \times 285 = 124.66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 150 \times 285 = 142.5 \text{ mm}^2 \quad \text{Control.}$$

$$A_{s,required} = 142.5 \text{ mm}^2.$$

Use 2 ϕ 10 **Top**, $A_{s,provided} = 157 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 142.5 \text{ mm}^2$ Ok

Check spacing :

$$S = \frac{150-40-20-(2 \times 10)}{1} = 70 \text{ mm} > d_b = 10 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{157 \times 420}{0.85 \times 150 \times 24} = 21.55 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\epsilon_1} = \frac{21.55}{0.85} = 25.35 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{285-25.35}{25.35} = 0.0307 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

✓ Shear Design for (R 9):

$$W_a (l_a/l_b=0.70) = 0.89 \quad W_a (l_a/l_b=0.65) = 0.92$$

$$W_a (l_a/l_b=0.683) = 0.9002$$

- The total load on the panel being ($7 \times 10.25 \times 20.87 = 1497.423 \text{ KN}$)
- The load per rib at face of the long beam is ($0.9002 \times 1497.423 \times 0.55 / (2 \times 10.25) = 36.165 \text{ KN}$)

$$V_{ud} = 36.165 - 20.87 \times 0.55 \times 0.285 = 32.89 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1.1}{6} \overline{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} 24 \times 150 \times 285 \times 10^{-3} = 38.4 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 38.4 = 28.8 \text{ KN.}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 38.4 = 14.4 \text{ KN}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} 150 \times 285 \times 10^{-3} = 14.25 \text{ KN} \quad \text{Control}$$

$$V_{s,\min} = \frac{1}{16} \overline{24} \times 150 \times 285 \times 10^{-3} = 13.09 \text{ KN}$$

$$\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s,\min})$$

Case (3) for shear Design : Minimum shear reinforcement

Use stirrups U-shape (2 leg stirrups) $\phi 10 A_v = 2 \times 78.5 = 157 \text{ mm}^2$.

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} \leq 600 \text{ mm} \qquad \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142 \text{ mm} \quad \textbf{Control.}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{3 A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{157 \times 420 \times 3}{150} = 1318.8 \text{ mm} > S_{\max} \text{ take } S = S_{\max} = 142 \text{ mm}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{16 A_v f_{yt}}{b_w \overline{f'_c}} = \frac{157 \times 420 \times 16}{150 \overline{24}} = 1435.73 \text{ mm} > S_{\max} \text{ take } S = S_{\max} = 142 \text{ mm}$$

Use 2-Leg $\phi 10 @ 140 \text{ mm}$, and 2-Leg $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$ in the middle space.

4.7 Pos. (S6) :Design One Way Solid Slab :-

- For continuous

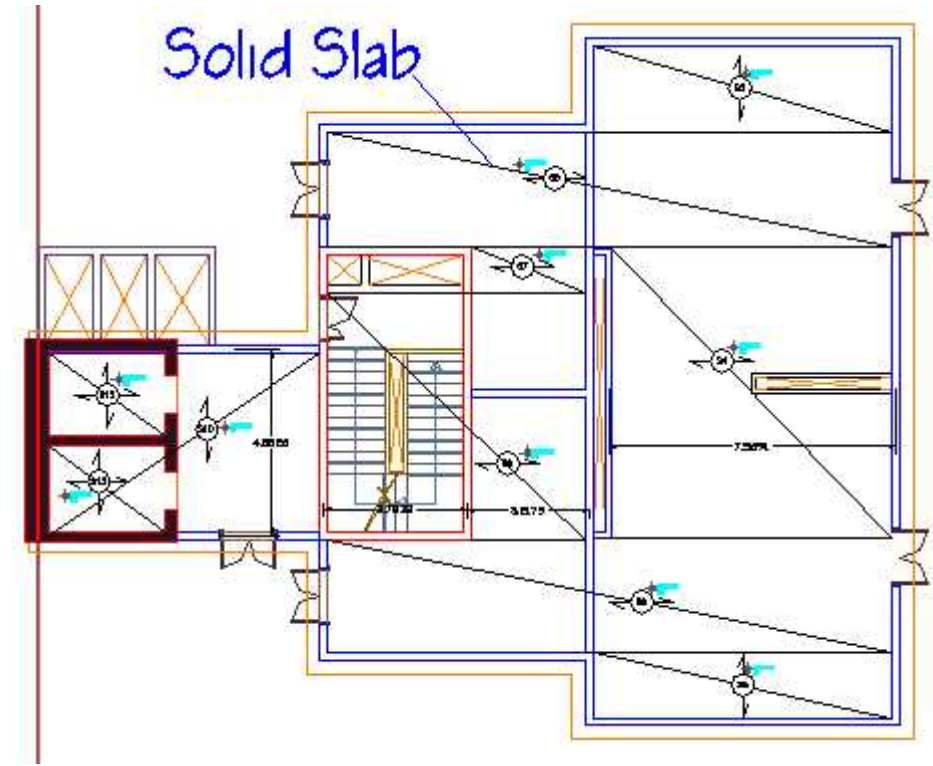


Fig. (4.8): one way soild slab (S6)

NOTE:

- ✓ *B300.... $fc' = 30 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For circular section
but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24 \text{ MPa}$) .
- ✓ The specified yield strength of the reinforcement { $fy = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ }
- ✓ Live Load (LL) = 1.3 KN/m^2 , (**Snow Load**)

Live load(KN/m ²)	fc'	fy
LL = 1.3 KN/m^2	$fc' = 24 \text{ Mpa}$	$fy = 420 \text{ Mpa}$

*** Factored Loads :-**

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \quad \text{ACI - 318 - 08 (9.2.1)}$$

*** Slabs Thickness calculation:-**

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

→ from ACI-318-08 table (9.5a)

Min h (deflection requirement) ≥ :

- One end continuous :

$$\frac{L}{24} = \frac{8.1}{24} = 0.3375 m$$

For One way solid slab ,will use thickness of slab **30 cm** h min = 33 cm.

Thickness of slab provided	Thickness of slab required
h = 30 cm	33 cm

*** Load Calculation:-**

For the one-way solid slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

**** Determination of Dead Load :**

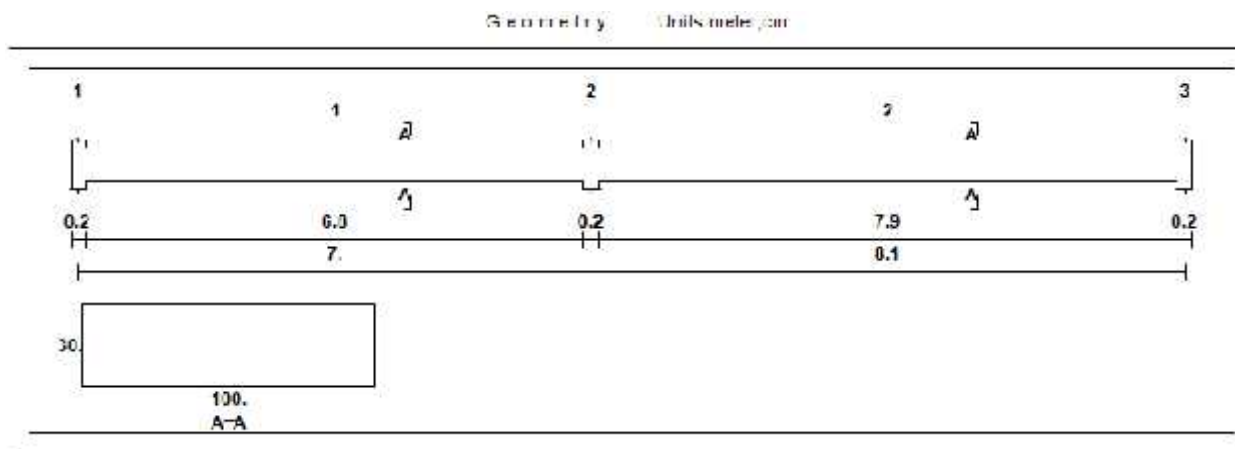
Solid Slab Load Calculations/ strip 1m wide

<u>material</u>	<u>gama</u>	<u>h</u>	<u>b</u>	<u>KN/m</u>
RC slab	25	0.3	1	7.5
Plaster	22	0.03	1	0.66
				8.16
Live Load	1.3		1	1.3

Reaction Support from (S4)

DL = 9.84 KN/m ; LL = 1.56 KN/m

For One way solid slab , as shown in fig.



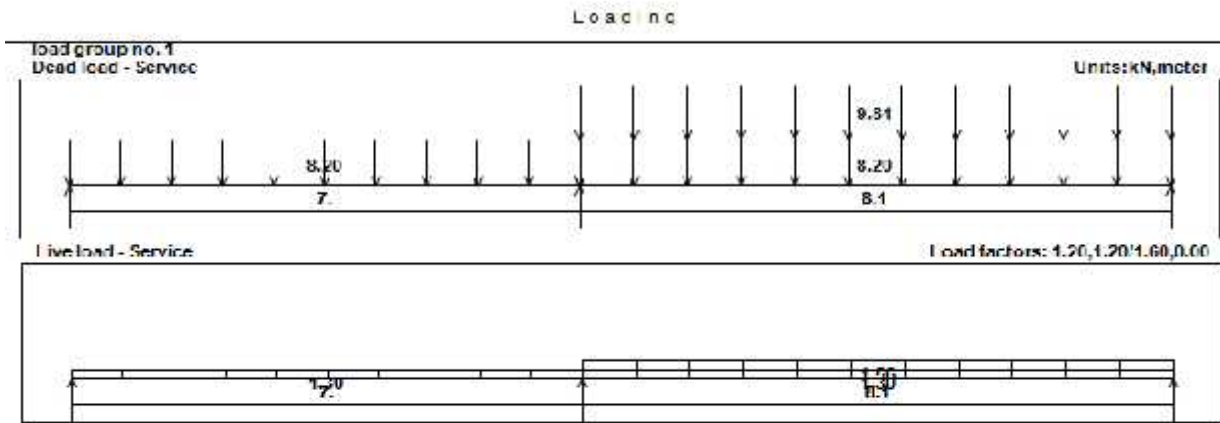
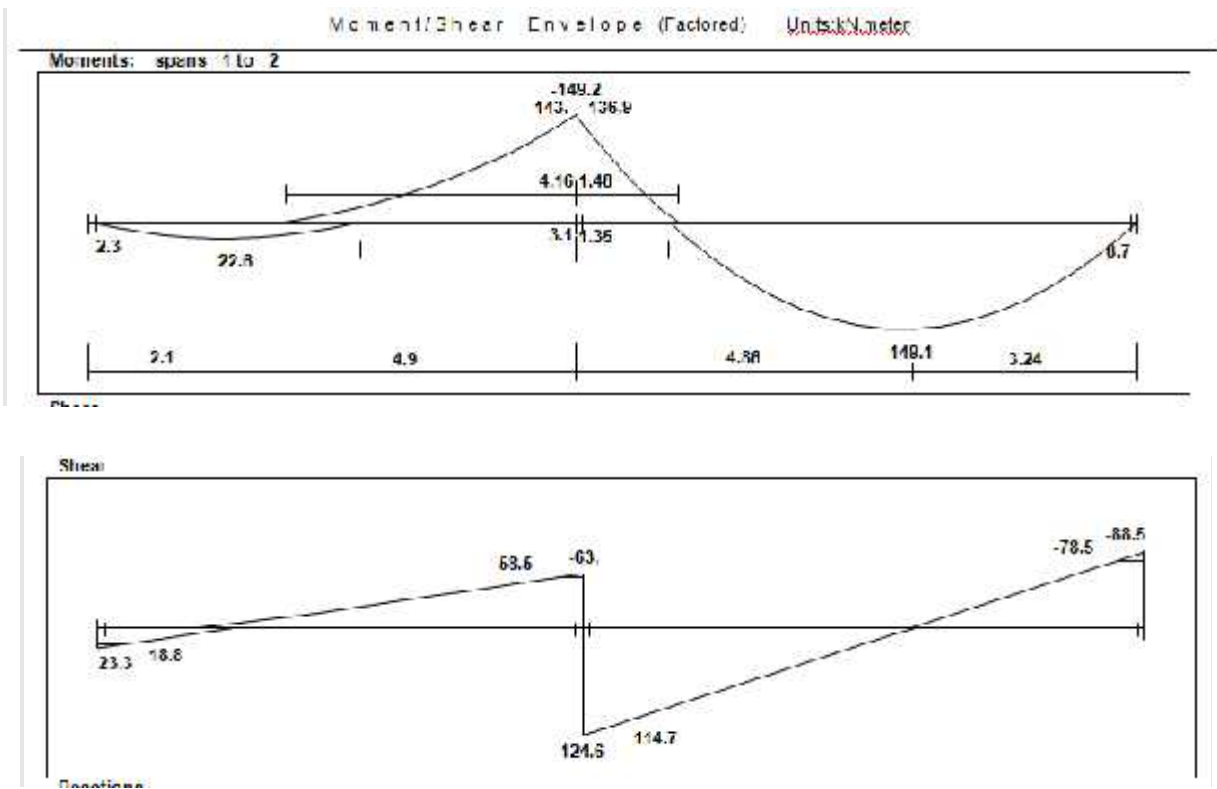


Fig.(4.9): Spans Length of One way solid slab (S6) .

*** Moment and Shear Diagrams:-**

The Development Moment diagrams for beam has width =1m , and the thickness is 35 cm as following :



Reactions			
Factored			
	I	II	III
Dead R	10.04	154.92	72.47
Live R	6.44	32.75	16.05
Max R	23.28	187.67	88.51
Min R	13.97	163.77	71.74
Service			
Dead R	11.04	129.1	60.39
Live R	1.02	20.47	10.03
Max R	18.06	149.57	70.42
Min R	12.24	134.63	59.93

Fig (4.10): Solid (S6) envelope

*** Design of slab:-**

✓ **For shear:**

check whether thickness is adequate for shear:

$$V_{u,max} = 114.7 \text{ KN/ 1m strip}$$

$$\Phi V_c = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 0.275 = 168.4 \text{ KN / 1 m strip}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{168.4}{2} = 84.2 \text{ KN/1m strip}$$

$$\Phi V_c = 168.4 > V_{u,max} = 114.7 \text{ KN/ 1m strip} > \frac{1}{2} \Phi V_c = 84.2$$

The thickness of the slab is adequate enough.

$V_{u,max}$	ΦV_c
114.7 KN	168.4 KN

✓ **For negative Moment:**

Assume bar diameter $\Phi 10$ for main reinforcement

$$d = h - 20 - d_b = 300 - 20 - (10 / 2) = 275 \text{ mm}$$

h	d_b	d
300 mm	10 mm	275 mm

$$Mu = -143 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mu / w}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{143 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.275)^2} = 2.1 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m * Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.1)}{420}} \right) = 0.00529 > \dots_{\min} = 0.0018 \quad \text{ok}$$

$$As = \rho * b * d = 0.00529 * 1000 * 275 = 1454.9 \text{ mm}^2$$

As (mm ²)	m	Rn(Mpa)	ρ	Mu
1454.9	20.59	2.1	0.00529	-143 KN.m

Check Minimum Reinforcement $A_s \min \dots (\text{ACI- 318M-08} - (10.5.1))$

$$A_s \min = \dots_{\min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

$$A_s > A_s \min$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 540 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ req}} = 1454.9 \text{ mm}^2 \text{ .OK .}$$

$$\Rightarrow \text{Use } 14 / 10 \text{ cm}, A_{s \text{ prov}} = 1538.6 \text{ mm}^2/\text{cm}$$

step (s) is the smallest of :-

$$\leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm (control)}$$

$$\leq 3 * h = 3 * 300 = 900 \text{ m}$$

$$\leq 450 \text{ mm.}$$

∴ Use $\Phi 14$ @ 10 cm C/C in main directions.

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1538.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 31.68 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{31.68}{0.85} = 37.27 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{275 - 37.27}{37.27} * 0.003$$

$$v_s = 0.019 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

(Temperature and Shrinkage) :

$$\rightarrow \rho = 0.0018$$

$$A_s \text{ min} = \dots_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

Use **8 @ 200 mm**

step (s) is the smallest of :-

$$\leq 5 * h = 5 * 300 = 1500 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm. (control)}$$

✓ **For Positive Moment :**

Assume bar diameter **Φ10** for main reinforcement

$$d = h - 20 - d_b = 300 - 20 - (10 / 2) = 275 \text{ mm}$$

h	d _b	d
300 mm	10 mm	275 mm

$$Mu = +149.1 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{Mu / w}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{149.1 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.275)^2} = 2.19 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m * R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.19)}{420}} \right) = 0.00553$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00553 * 1000 * 275 = 1520.9 \text{ mm}^2$$

As (mm ²)	m	Rn(Mpa)	ρ	M_u
1520.9	20.59	2.19	0.00553	149.1 KN.m

Check Minimum Reinforcement $A_s \text{ min... (ACI- 318M-08 – (10.5.1))}$

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

$A_s > A_s \text{ min}$

$\Rightarrow A_s \text{ min} = 540 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ req}} = 1520.9 \text{ mm}^2 \text{ .OK .}$

Use **14@100 mm**

step (s) is the smallest of :-

$$\leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm (control)}$$

$$\leq 450 \text{ mm.}$$

Use **Φ14@ 10 cm C/C in main directions.**

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1538.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 31.68m$$

$$c = \frac{a}{S_1} = \frac{31.68}{0.85} = 37.27mm$$

$$v_s = \frac{275 - 37.27}{37.27} * 0.003$$

$$v_s = 0.019 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Positive Moment :

$$Mu = +22.6 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mu / w}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{22.6 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.275)^2} = 0.332 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.332)}{420}} \right) = 0.0008$$

$$As = \rho * b * d = 0.0008 * 1000 * 275 = 219.2 \text{ mm}^2$$

As (mm ²)	m	Rn(Mpa)	ρ	Mu
219.2	20.59	0.332	0.0008	22.6 KN.m

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \text{ min} = \dots_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

$$A_s \leq A_s \text{ min}$$

$$\Rightarrow A_s \text{ min} = 540 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 219.2 \text{ mm}^2$$

Use **8 @ 200 mm**

step (s) is the smallest of :-

$$\leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

$$\leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm (control)}$$

$$\leq 450 \text{ mm.}$$

Use **Φ8 @ 20 cm C/C in main directions.**

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$251.2 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 5.17 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{5.17}{0.85} = 6.08 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{275 - 6.08}{6.08} * 0.003$$

$$v_s = 0.133 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

(Temperature and Shrinkage) :

$$\rightarrow \rho = 0.0018$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

Use 8 @ 200 mm

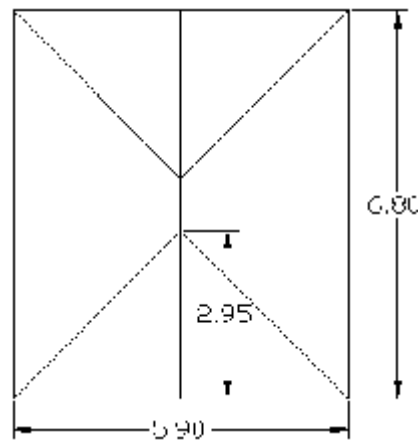
step (s) is the smallest of :-

$$\leq 5 * h = 5 * 300 = 1500 \text{ mm}$$

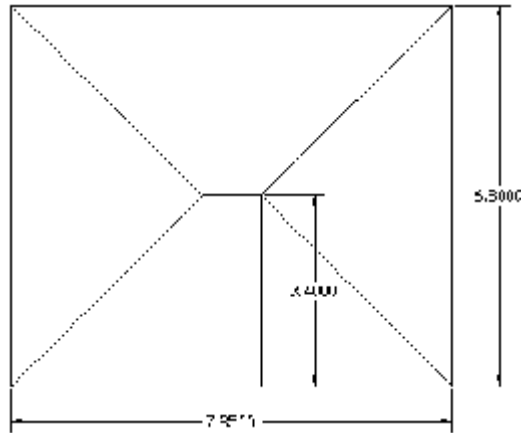
$$\leq 450 \text{ mm} \quad (\text{control})$$

4.8 Pos. (B 3): Design of Beam .✓ **Load calculations:****Dead load calculations:**

Dead load from:	$\times \times b_e$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.8$	0.552
Mortar	$0.03 \times 22 \times 0.8$	0.528
Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 0.8$	0.986
Interior partitions	1.5×0.8	1.2
Beam 3	$((0.32 \times 0.8) + (0.5 \times 0.28)) \times 25$	9.9
Plaster	$0.03 \times 22 \times 1.36$	0.8976
		14.06

Nominal Total live load = $5 * 0.8 = 4 \text{ KN/m}$ Dead load from two way = 10.73 KN/m^2 Live Load = 5 KN/m^2 ➤ **load calculations for (R6):**(DL = $10.73 \times 2.95 = 31.65 \text{ KN/m}$, LL = $5 \times 2.95 = 14.8 \text{ KN/m}$)

➤ load calculations for (R7):



$$(DL = 10.73 \times 3.4 = 36.48 \text{ KN/m} , LL = 5 \times 3.4 = 17 \text{ KN/m})$$

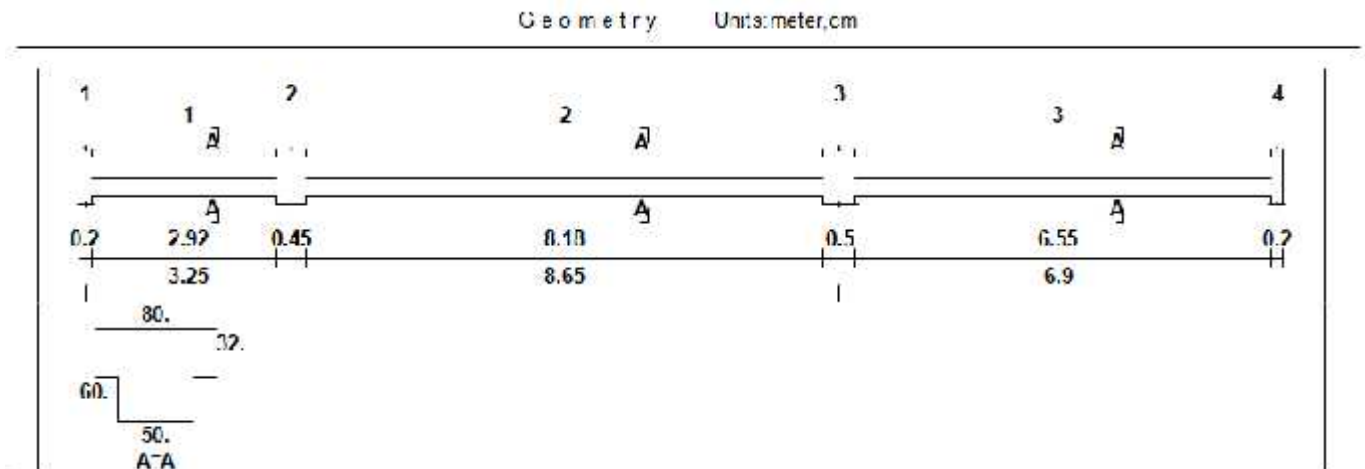
➤ load calculations for (R1):

$$(DL = 5.5 \times 2.75 / (2 \times 0.55) = 13.75 \text{ KN/m} , LL = 5 \times 2.75 / 2 = 6.875 \text{ KN/m})$$

➤ load calculations for (Parallel R1) :

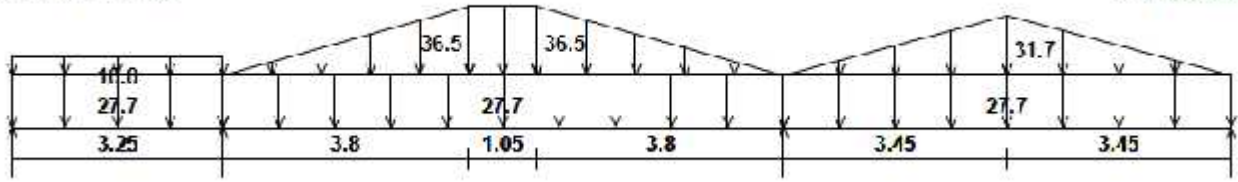
$$(DL = 5.5 \times 1 / 0.55 = 10 \text{ KN/m} , LL = 5 \times 1 = 5 \text{ KN/m})$$

✓ **Statically system and Dimensions.**



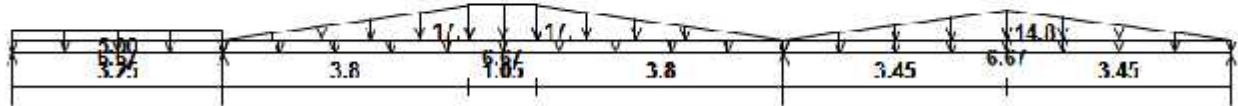
load group no. 1
Dead load - Service

Units: kN/meter



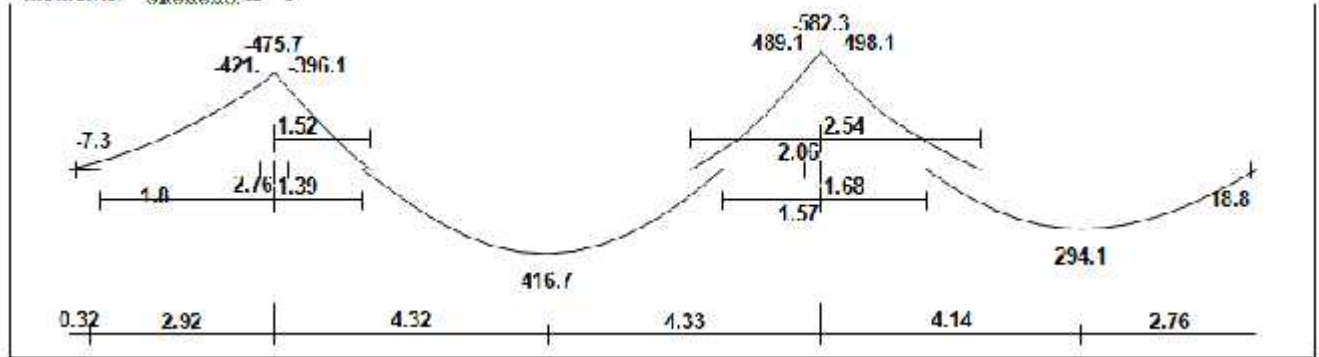
Live load - Service

Load factors: 1.20, 1.20/1.60, 0.00



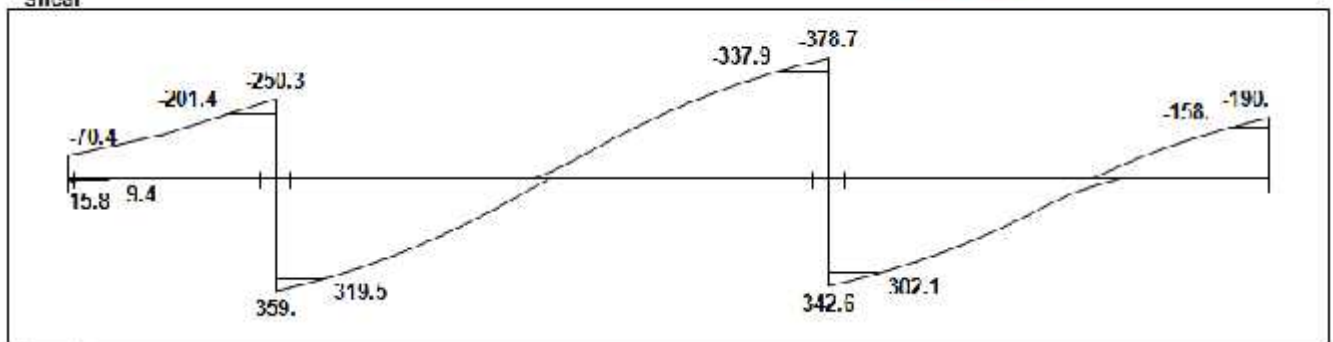
Moment/Shear Envelope (Factored) Units: kN.meter

Moments: spans...1 to 3



Moment/Shear Envelope (Factored) Units: kN.meter

Shear



Reactions				
Factored				
DeadR	20.58	407.5	499.17	122.84
LiveR	36.41	201.82	222.18	67.12
MaxR	15.82	609.32	721.35	189.97
MinR	-70.44	421.09	598.05	107.
Service				
DeadR	-17.15	339.59	415.97	102.37
LiveR	22.75	126.14	138.85	41.95
MaxR	5.6	465.72	554.83	144.32
MinR	-48.31	348.08	477.78	92.47

Fig (4.11): Beam(B3) envelope

✓ Flexural Design for (B 3) :

Determine of $M_{n,max}$:

$$d = 600 - 40 - 10 - 18 \sqrt{2} = 511 \text{ mm}$$

$$a = h_f = 320 \text{ mm}$$

$$M_{n,max} = 0.85 \cdot f_c \cdot h_f \cdot b \cdot (d - h_f/2) = 0.85 \cdot 24 \cdot 350 \cdot 1000 \cdot (511 - 320/2) \cdot 10^{-6} = 2176.27 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{n,max} = 0.9 \cdot 2176.27 = 1958.645 \text{ KN.m}$$

Design for positive moment :

$$1) M_u = 416.7 \text{ KN.m} < 1958.645 \text{ KN.m} \quad (\text{Design as rectangular})$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{416.7 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 541^2} = 1.977 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.977}{420}} \right] = 0.00496$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00496 \times 800 \times 541 = 2147.42 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{f_c'}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{24}{420} 500 \times 541 = 788.79 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 500 \times 541 = 901.667 \text{ mm}^2 \quad \text{Control.}$$

$$A_{s,\min} = 901.667 \text{ mm}^2 < A_s = 2147.42 \text{ mm}^2$$

Use 7 ϕ 20 **Bottom**. $A_{s,\text{provided}} = 2198 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 2147.42 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{500 - 40 \cdot 2 - 20 - (7 \times 20)}{6} = 43.33 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2198 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 56.57 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\epsilon_1} = \frac{56.57}{0.85} = 66.55 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{541-66.55}{66.55} = 0.0214 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

2) $M_u = 294.1 \text{ KN.m} < 1958.645 \text{ KN.m}$ (Design as **rectangular**)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{294.1 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 541^2} = 1.396 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{420}} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.396}{420}} \right] = 0.00345$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00345 \times 800 \times 541 = 1491.49 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 500 \times 541 = 788.79 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 500 \times 541 = 901.667 \text{ mm}^2 \quad \text{Control.}$$

$$A_{s,\min} = 901.667 \text{ mm}^2 < A_s = 1491.49 \text{ mm}^2$$

Use 5 ϕ 20 **Bottom**. $A_{s,\text{provided}} = 1570 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 1491.49 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{500 - 40 + 2 - 20 - (5 \times 20)}{4} = 75 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1570 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 40.41 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\epsilon_1} = \frac{40.41}{0.85} = 47.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d - c}{c} = 0.003 \frac{541 - 47.53}{47.53} = 0.0311 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Design for Negative moment :

$$1) M_u = - 421 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{421 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 541^2} = 1.998 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.998}{420}} \right] = 0.005$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.005 \times 800 \times 541 = 2170.85 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{f'_c}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{24}{420} 500 \times 541 = 788.79 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 500 \times 541 = 901.667 \text{ mm}^2 \quad \text{Control.}$$

$$A_{s,\min} = 901.667 \text{ mm}^2 < A_s = 2170.85 \text{ mm}^2$$

Use 7 ϕ 20 **Bottom**. $A_{s,\text{provided}} = 2198 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 2170.85 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing :

$$S = \frac{500 - 40 + 2 - 20 - (7 \times 20)}{6} = 43.33 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2198 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 56.57 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{56.57}{0.85} = 66.55 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{541-66.55}{66.55} = 0.0214 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

$$2) M_u = -498.1 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{498.1 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 541^2} = 2.36 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{420}} \right] = \frac{1}{20.6} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.36}{420}} \right] = 0.005998$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.005998 \times 800 \times 541 = 2596.12 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{f'_c}{f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{24}{420} 500 \times 541 = 788.79 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 500 \times 541 = 901.667 \text{ mm}^2 \quad \text{Control.}$$

$$A_{s,\min} = 901.667 \text{ mm}^2 < A_s = 2596.12 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 8 \text{ } \phi 20 \text{ Top. } A_{s,\text{provided}} = 2512 \text{ mm}^2$$

Check spacing :

$$S = \frac{500 - 40 \cdot 2 - 20 - (8 \times 20)}{7} = 34.29 \text{ mm} > d_b = 20 > 25 \quad \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2512 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 64.65 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{64.65}{0.85} = 76.055 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{541-76.055}{76.055} = 0.0183 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

✓ **Shear Design for (B 3):**

1. $V_u = 337.9 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \overline{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \overline{24} * 500 * 541 = 220.86 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.75 * 220.86 = 165.65 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16} \overline{f_c'} b_w d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} 500 * 541 = 90.167 \text{ KN} \quad \text{control}$$

$$v_{s,r} = \frac{1}{3} \overline{f_c'} b_w d = \frac{1}{3} \overline{24} * 500 * 541 = 441.72 \text{ KN}$$

$$\phi(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \phi(v_c + v_{s,r}) \quad \text{case 4}$$

$$0.75(220.86 + 90.167) < 337.9 < 0.75(220.86 + 441.72)$$

shear reinforcement are required .

Use 2 leg 10 .

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 .$$

$$V_s = V_u - V_c = \frac{337.9}{0.75} - 220.86 = 229.67 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{157 * 420 * 541}{229.67 * 1000} = 155.3 \text{ mm} \quad (\text{control})$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{541}{2} = 270.5 \text{ mm} \quad \text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg 10 @ 150 mm .

2. $V_u = 201.4 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \overline{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \overline{24} * 500 * 541 = 220.86 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.75 * 220.86 = 165.65 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16} \overline{f_c'} b_w d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} 500 * 541 = 90.167 \text{ KN} \quad \text{control}$$

$$\phi v_c < v_u \leq \phi(v_c + v_{s,min}) \quad \text{case 3}$$

$$0.75 * 220.86 < 201.4 < 0.75(220.86 + 90.167)$$

shear reinforcement are required .

Use 2 leg 10 .

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 .$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{541}{2} = 270.5 \text{ mm} \quad (\text{control}) \quad \text{or } S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

$$S_{req} = \frac{3 A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{157 \times 420 \times 3}{80} = 2472.75 \text{ mm} > S_{max} \text{ take } S = S_{max} = 270.5 \text{ mm}$$

$$S_{req} = \frac{16 A_v f_{yt}}{b_w f'_c} = \frac{157 \times 420 \times 16}{80 \times 24} = 2691.99 \text{ mm} > S_{max} \text{ take } S = S_{max} = 270.5 \text{ mm}$$

Use 2 leg 10 @ 250 mm .

3. $V_u = 158 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \overline{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \overline{24} * 500 * 541 = 220.86 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.75 * 220.86 = 165.65 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 * 165.65 = 82.825 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$$

Case (2) for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), exception for Ribbed slab ,
No shear Reinforcement .

Use stirrups U-shape as montage (2 leg stirrups) $\phi 10 @ 250 \text{ mm}$, $A_v = 2 \times 78.5 = 157 \text{ mm}^2$

4.9 Pos. (C,TH63): Design of column .

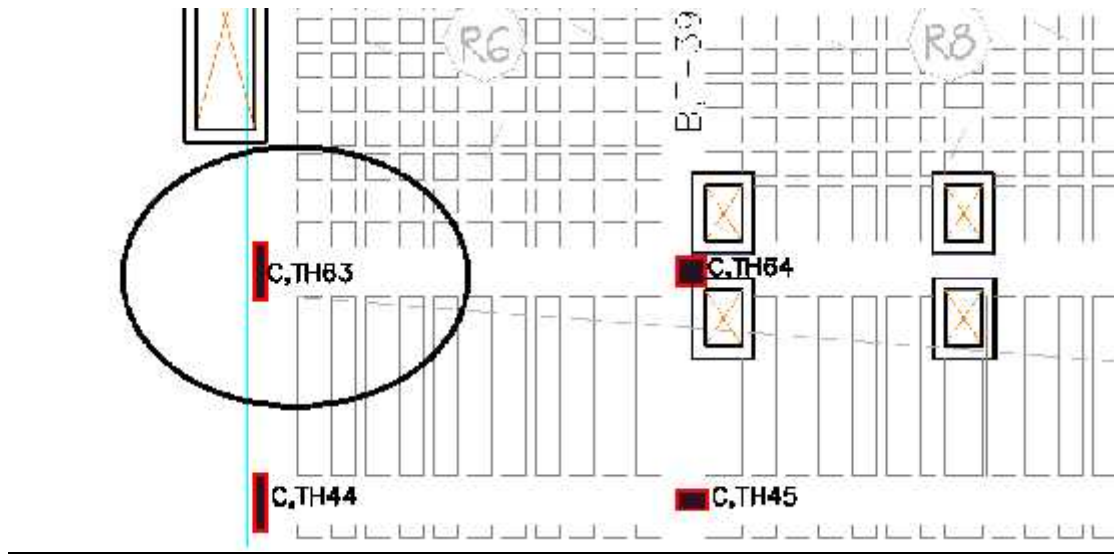
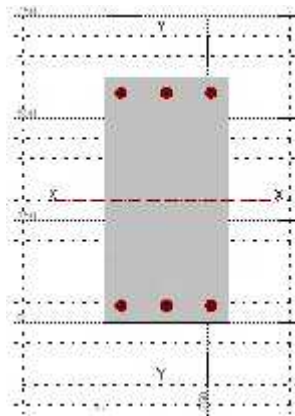


Fig (4.12) Place of column (C,TH63)

Column	Column Dimensions	f_c'	f_y
Col. 63	120cm*30cm	28 Mpa	420Mpa



C63 :

DI = 623

LI= 157.1

Pu = 998.93

- **In 1.2 m-Direction (about x axis)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ 0.3 hFor rectangular section

$$Lu = 5.2 - 0.6 = 4.6 \text{ m}$$

$$M1/M2 = 1$$

K=1, According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 4.6}{0.3 \times 1.2} = 12.8 < 22$$

∴ *short Column in 1.2m:direction*

- **In 0.3 m-Direction (about y axis)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ 0.3 h

$$Lu = 5.2 - 0.6 = 4.6 \text{ m}$$

$$M1/M2 = 1$$

K=1, According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 4.6}{0.3 \times 0.3} = 51.1 > 22$$

∴ *long Coloumn in 0.3m:direction*

$$EI = 0.4 \frac{E I_g}{1 + S_d} \dots\dots\dots [ACI 318 - 05 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{28} = 25135 \text{ Mpa}$$

$$S_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (1421.459)}{2290.76} = 0.7 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1.2 \times 0.3^3}{12} = 0.0027 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 25135 \times 0.0027}{1 + 0.7} = 16 \text{ N.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{f^2 EI}{(KLu)^2} \dots\dots\dots ACI318-05(Eq. 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 16}{(1.0 \times 4.6)^2} = 7.5 \text{ MN.}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots ACI 318 - 05 (Eq .10 - 16)$$

$$C_m = 1 \dots\dots According \quad to \quad ACI \quad 318 \quad - \quad 05 \quad (10 .10 .6.4)$$

$$u_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad \dots\dots\dots ACI \quad 318 \quad - \quad 05 \quad (Eq . 10 - 12)$$

$$u_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{998.93}{0.75 \times 7500}} = 1.2 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24 \text{ mm} = 0.024 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} \times u_{ns} = 0.024 \times 1.4 = 0.0288 \text{ m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0288}{1.2} = 0.024$$

$$= 0.9$$

From the interaction diagram in chart: $\phi = 0.035$

Select the longitudinal bars:

$$A_s = \phi A_g = 0.035 \times 1200 * 300 = 12600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ use } 26 \text{ } \emptyset 25 \Rightarrow A_s = 12757 \text{ mm}^2$$

1.10.3 Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:-

$$\textit{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.5 = 40 \textit{ cm}$$

$$\textit{spacing} \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48 \textit{ cm}$$

$$\textit{spacing} \leq \textit{least .dim .} = 30 \textit{ cm}$$

Use w10 @ 30 cm

4.10Pos. Design of Punching (Two-way shear at an interior Column in Flat plate, simplification : Design as Edge column):

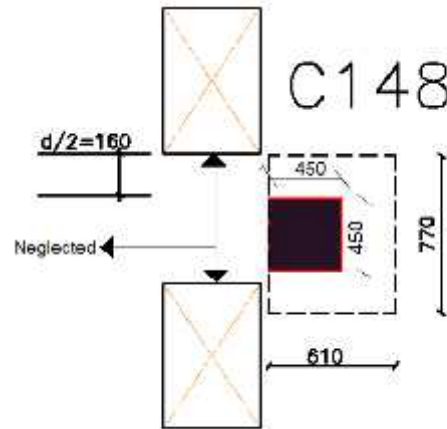


Fig (4.13) Place of punching in column (C148)

$F_y = 420 \text{ MPa}$, $f_c = 28 \text{ MPa}$, $F_{yt} = 412 \text{ MPa}$

C148 in Second Floor

Dimension 45*45 cm

Services load on column from safe:-

$P_D = 886.314 \text{ KN}$ $P_L = 235.93 \text{ KN}$

$P_u = 1.2 * 886.314 + 1.6 * 235.93 = 1441.06 \text{ KN}$

Flat Plate

Slab thickness = 35cm

$d = 350 - \text{clear cover} - d_b = 350 - 20 - 10 = 320 \text{ mm}$

$W_D = 11.88 \text{ KN/m}^2$ $W_L = 3.3 \text{ KN/m}^2$

$W_u = 1.2 * 11.88 + 1.6 * 3.3 = 19.54 \text{ KN/m}^2$

$$V_u = 1441.06 - [19.5 * 0.77 * 0.61] = 1432.051 \text{ KN}$$

$$b_o = 2(0.61) + 2(0.77) = 2.76 \text{ m}$$

$$= 30 \text{ (edg column)} \alpha_s$$

$$= 450/450 = 1$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} (b_o)(d) \dots \dots \dots \text{eq1}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{ad}{b} + 2 \right) \sqrt{f_c'} (b_o)(d) \dots \dots \dots \text{eq2}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{B} \right) \sqrt{f_c'} (b_o)d \dots \dots \dots \text{eq3}$$

The minimum value is the control (eq 3):

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} (b_o)(d) \dots \dots \dots \text{control}$$

$$V_c = \frac{28}{3} (2760)(320)$$

$$V_c = 1558 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 1168.5 \text{ KN} < v_u = 1432.051 \dots \dots \dots \text{case III}$$

Case III:

$$\phi V_c < V_u \leq \phi (V_c + V_{s,min})$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{V_{s,min}}{f_{yt}d} \Rightarrow V_{s,min} = \left(\frac{A_{v,min}}{s} \right) f_{yt}d$$

The maximum design strength allowed by the Aci code is :

$$V_n = \frac{\sqrt{f_c'}}{2} (b_o)(d) = 2337 \text{ KN} > V_u = 1432.051 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \frac{\sqrt{f_c'}}{6} (b_o)(d) = 584.2 \text{ KN}$$

First , try 12

Since d must be 16 times the stirrup diameter

$$d = 320 \text{ mm} \quad 16 * 20 = 320 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

$A_v = 3 * 2 * 113$ (stirrup 12 arranged along three integral beams)

$$= 678$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} = \frac{0.75 * 678 * 412 * 320}{1432.051 - 584.2}$$

$$= 79.01 \text{ mm}$$

The spacing $(79.01) < \frac{d}{2} = \frac{320}{2} = 160$, use $s = 50 \text{ mm}$

The required perimeter of the second critical section , is found from the controlling equation :

$$\phi V_c = 0.75 \frac{\bar{f}_c'}{3} b_0 d$$

$$1432.051 = 0.75 \frac{\bar{f}_c'}{3} b_0 d$$

$b_0 = 3384$ (the minimum perimeter)

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{B} \right) \bar{f}_c' b_0 d$$

$$= 2336.7 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \frac{\alpha s d}{b_0} + 2 \bar{f}_c' b_0 d$$

$$= 2133.5 \text{ KN}$$

$$b_0 = 3(c + a \sqrt{2})$$

$$a = 372 \text{ mm}$$

$$= 372 - 160 = 212 \text{ mm}$$

$$a = 160 + 70 + 3 * 70 + 160 = 600 \text{ mm}$$

$$b_0 = 3(320 + 600 \sqrt{2})$$

$$= 3505.6 > 3384$$

Where, c = the width of column

a = calculated from the face of the column

$$a = 70 + 3 \cdot 70 + 160 = 440$$

$$b_0 = 3(450 + 600 \sqrt{2})$$

$$= 3895.5 > 3384 \text{ ok}$$

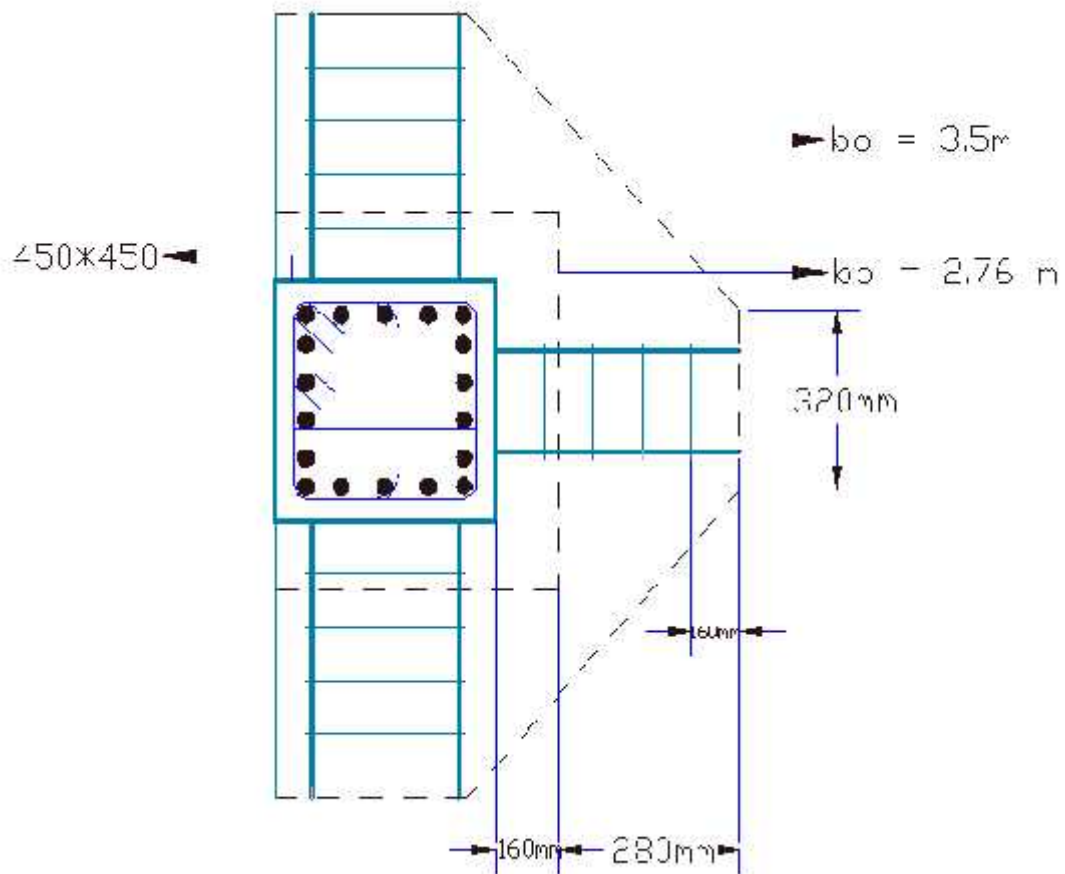


Fig (4.14) stirrups distribution around column (C148)

4-11 Pos.(ST1A): Design of Stairs

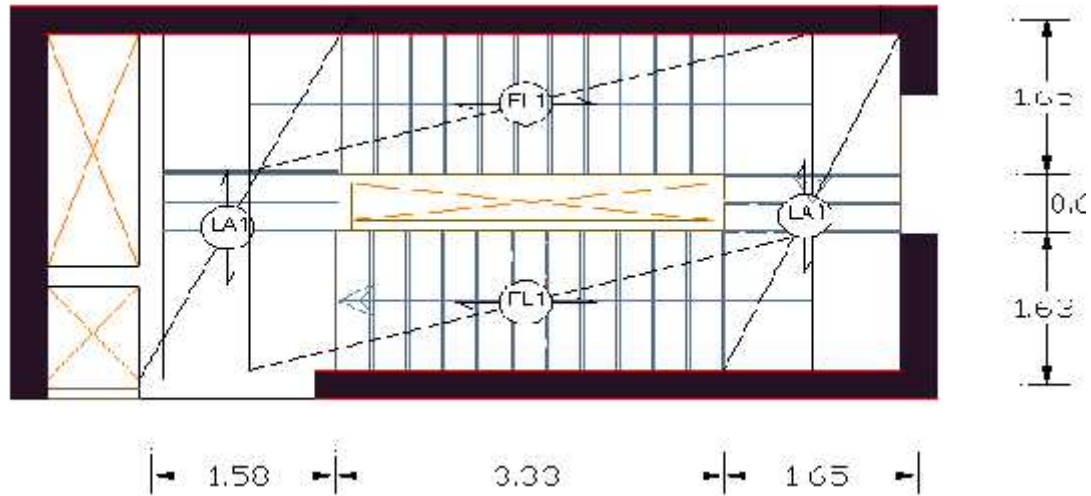


Fig (4.15) Stair position (ST1A)

NOTE: (Material)

✓ *B300.... $f_c' = 30 \text{ N/mm}^2 (\text{MPa})$ For circular section

but for rectangular section ($f_c' = 30 * 0.8 = 24 \text{ MPa}$).

✓ **Determination of Thickness:**

height = 5.20 m

Rise = $5.2/30 = 17.3 \text{ cm}$

Height	Rise	run	LL	f_c'	f_y
5.2m	17.3 cm	30 cm	5 KN/m ²	24 Mpa	420 Mpa

- Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab)

$$h_{\min} = L / 20$$

$$h_{\min} = 5.6 / 20 = 280 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{take } h = 25 \text{ cm.}$$

⇒ **Use h = 25cm.**

$$= \tan^{-1}(17.3 / 30) = 30^\circ$$

h,min (cm)	
25	30°

✓ **Load Calculations**

Dead Load calculations of Flight :

$$\text{Plaster} = \frac{0.03 \times 22}{\cos 30} = 0.762 \text{ KN/m}$$

$$\text{concrete} = \frac{0.25 \times 25}{\cos 30} = 7.217 \text{ KN/m}$$

$$\text{mortar} = \frac{0.3 + 0.173}{0.3} \times 0.02 \times 22 = 0.694 \text{ KN/m}$$

$$\text{stair} = \frac{0.3 + 0.173}{0.3 \times 2} \times 25 = 2.1625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Tile} = \frac{0.35 + 0.173}{0.3} \times 0.03 \times 27 = 1.421 \text{ KN/m}$$

Total load (DL) = 12.25 KN/m

Live load (LL) = 5 KN/m

Dead Load calculations of Landing

<u>Material</u>	<u>Gama</u>	<u>h(m)</u>	<u>b(m)</u>	<u>KN/m</u>
Tiles	22	0.03	1	0.66
Mortar	22	0.02	1	0.44
R C	25	0.25	1	6.25
Plaster	22	0.03	1	0.66
Total load (DL)				8.01
Live load (LL) = 5 KN/m²				

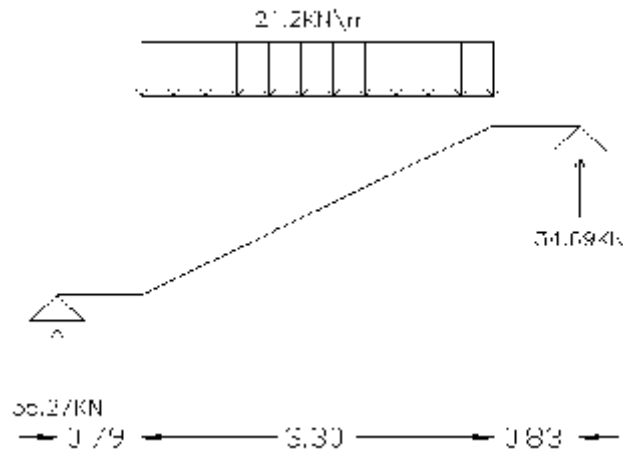
Total Factored load,,,(W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , $W = 1.2*12.25 + 1.6*5 = 21.2$ KN/m

For $W_{landing}$, $W = 1.2*8.01 + 1.6*5 = 16.112$ KN/m

W_{flight} (KN/m)	$W_{landing}$ (KN/m)
21.2	16.112

- Structural System Of Flight (FL1) :



Check for shear strength For Flight:

Assume $\emptyset 14$ for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

$$V_u = 35.27 \text{ KN}$$

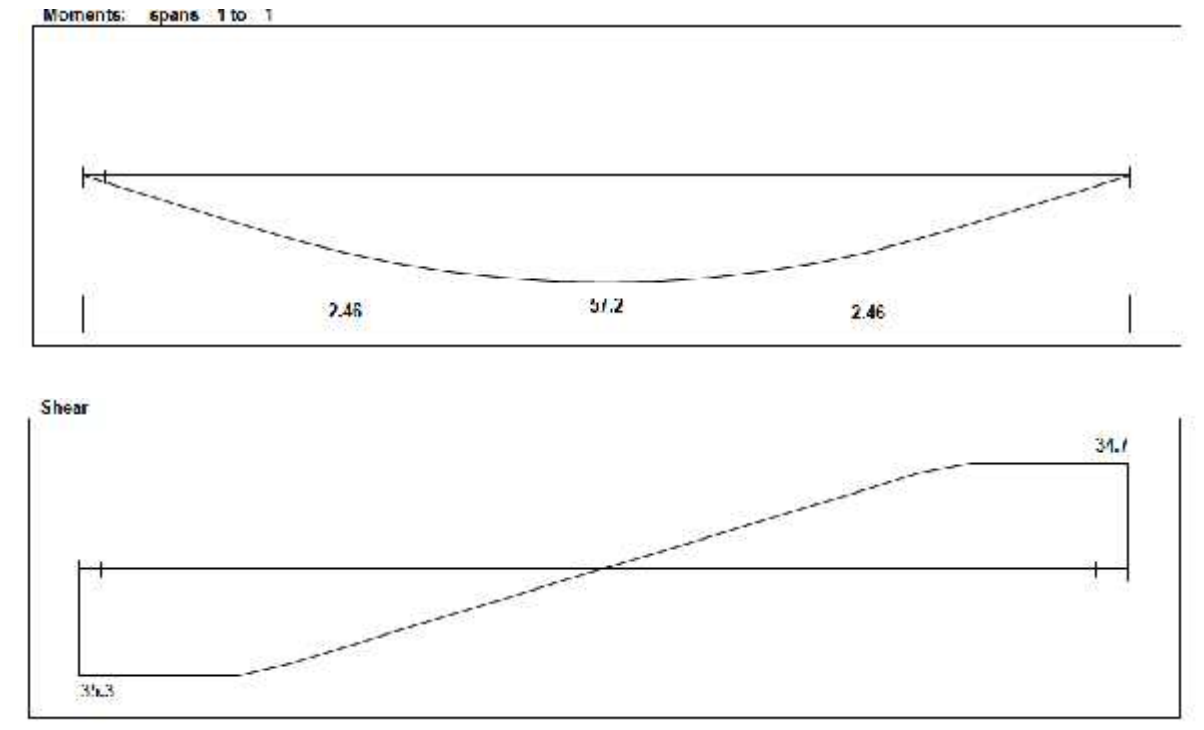
$$wV_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56 \text{ KN / m}$$

$$V_u = 35.27 \text{ KN} < 0.5 * wV_c = 68.28 \text{ KN} .$$

Thickness is adequate enough

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	wVc (KN)
Ø 14	250	223	35.27	136.56

✓ **Design of Flexure:**



(4-16): Envelope diagram Flight (ST1A)

- Design for Flight:

$$M_u = 57.2 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 57.2 / 0.9 = 63.56 \text{ KN.m/m}$$

$$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{63.56 \cdot 10^6}{1000 \cdot 223^2} = 1.278 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.278}{420}} \right) = 0.003$$

$$A_{s_{req}} = 0.003 \times 1000 \times 223 = 701.29 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s_{min}} = 450 \text{ mm}^2/\text{m} \dots \text{OK}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Use 12 then,

Mu(KN.m)	m	Rn		$A_{s_{req}}(\text{mm}^2)$	$A_{s_{min}}(\text{mm}^2)$	S(mm)
57.2	20.6	1.278Mpa	0.003	701.29	450	200

Use 12 @ 15 cm c/c , $A_s = 753.6 \text{ mm}^2/\text{m}$ strip

- Step (s) is the smallest of :-

$$1. \quad 3 \times h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$2. \quad 450 \text{ mm}$$

$$380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c$$

$$380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 \times 20 = 380 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

$$300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} \dots \text{(control)}$$

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$753.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.52m$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.25mm$$

$$v_s = \frac{223 - 18.25}{18.25} * 0.003$$

$$v_s = 0.0336 > 0.005 \longrightarrow ok$$

✓ Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450mm^2 /m$$

Use 10 @ 15 cm c/c, As prov = 523.33 mm²/m strip**- Step (s) is the smallest of :-**

$$1. 5 * h = 5 * 250 = 1250 \text{ mm}$$

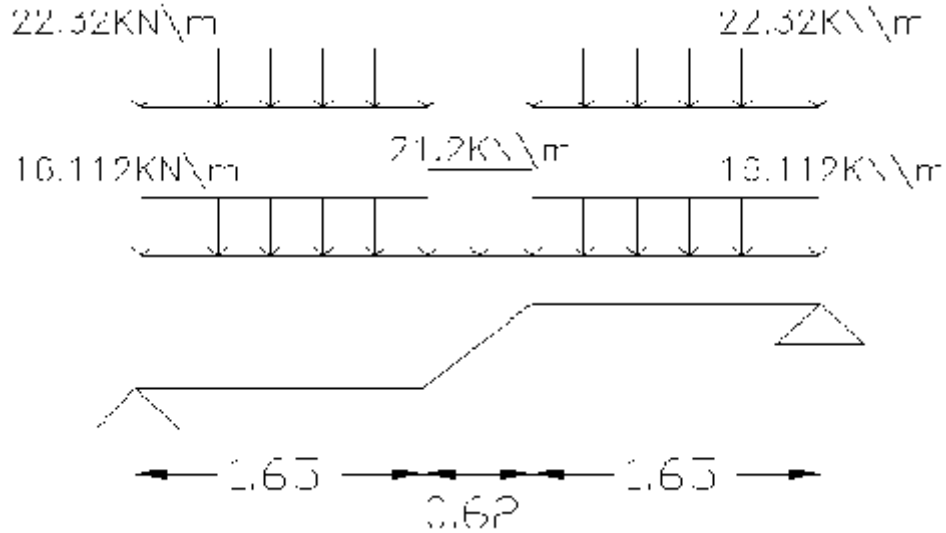
$$2. 450 \text{ mm} - \text{control}$$

$A_{s_{Shrinkage}} (mm^2)$	S(mm)	d_b (mm)
450	150	10

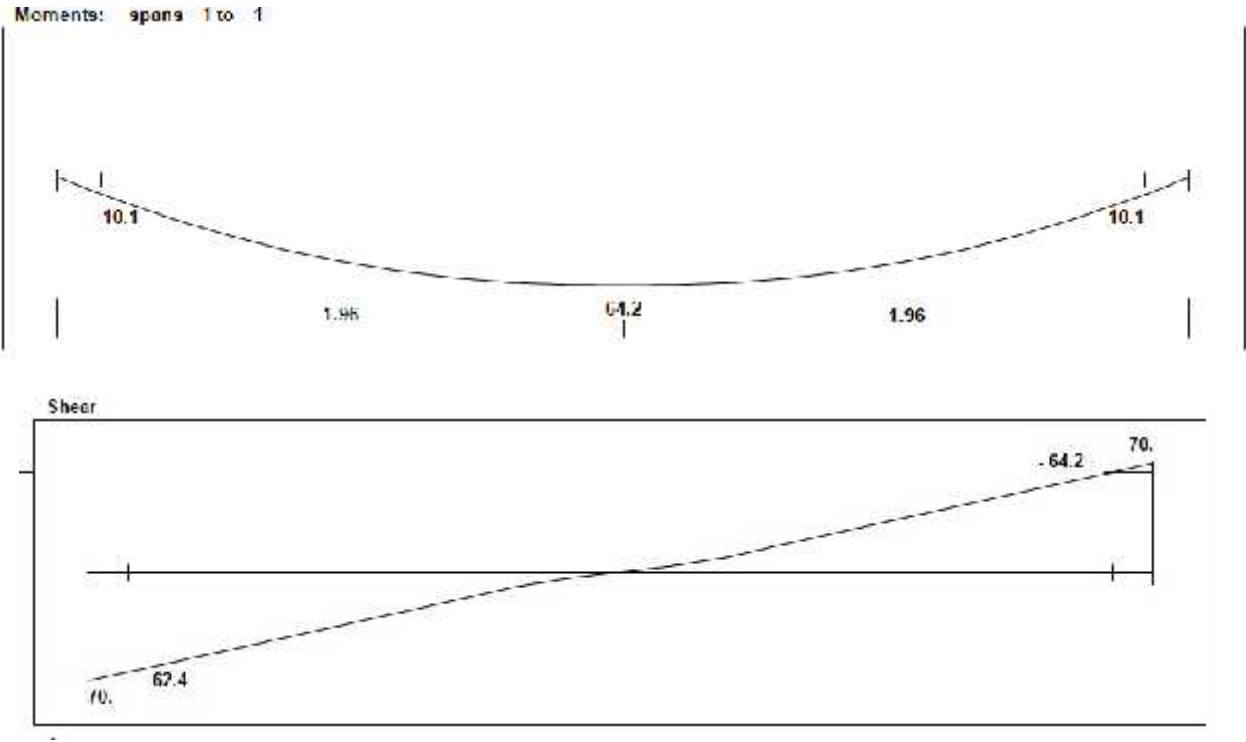
$WRA = 35.27 \text{ KN/m}$, $WRB = 34.69 \text{ KN/m}$ From Atir

Load For Landing = $\frac{WRA}{L} = \frac{35.27}{1.58} = 22.32 \text{ KN/m}$

- Design for landing (L1A):



Structural System Of Landing (L1A)



(4.17): Envelope diagram Of Landing (L1A)

$$V_u = 64.2 \text{ KN/m}$$

- Check for shear strength (L1A):

Assume $\emptyset 12$ for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

$$wV_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 64.2 \text{ KN/m} < 0.5 * wV_c = 68.28 \text{ KN/m} .$$

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

$$M_u = 64.2 \text{ kN.m/m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 64.2 / 0.9 = 71.33 \text{ KN.m/m}$$

$$d = h - 20 - db/2 = 250 - 20 - 14/2 = 223 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{71.33 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.43 \text{ MPa} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\dots = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.43}{420}} \right) = 0.00354$$

$$A_{s_{req}} = 0.00354 * 1000 * 223 = 790.48 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s_{min}} = 450 \text{ mm}^2/\text{m} \dots \text{OK}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Use 12@ 15 cm c/c

Mu(KN.m)	M	Rn		As _{req} (mm ²)	As _{min} (mm ²)	S(mm)
64.2	20.6	1.43 Mpa	0.00354	790.48	450	150

- Step (s) is the smallest of :-

$$1. 3 \cdot h = 3 \cdot 250 = 750 \text{ mm}$$

$$2. 450 \text{ mm}$$

$$380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot C_c$$

$$380 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 \cdot 20 = 380 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$$

$$300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) = 300 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) = 300 \text{ mm (control)}$$

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a$$

$$753.6 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 1000 \cdot a$$

$$a = 15.52 \text{ m}$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.25 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{223 - 18.25}{18.25} \cdot 0.003$$

$$v_s = 0.0336 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

✓ Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_{s_{\text{shrinkage}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Use 10 @ 15 cm c/c, As prov = 523.33 mm²/m strip

- Step (s) is the smallest of :-

1. $5 \cdot h = 5 \cdot 250 = 1250 \text{ mm}$

2. 450 mm – control

$A_{s_{Shrinkage}} (mm^2)$	S(mm)	d_b (mm)
450	150	10

4-12 Pos. (W) :Basement wall

4-15.1:- load calculation

$F_c' = 28 \text{ MPa}$, $F_y = 420 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3$, $q_{all} = 400 \text{ KN/m}^2$, $\phi = 30^\circ$,

surcharge $= 5 \text{ KN/m}^2$, wall thickness $= 20 \text{ cm}$

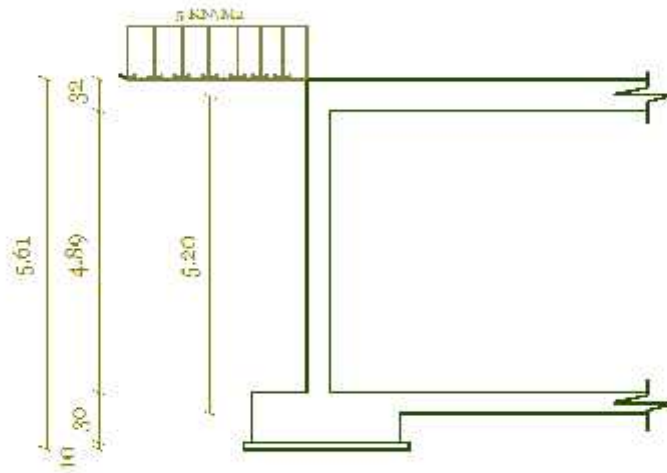
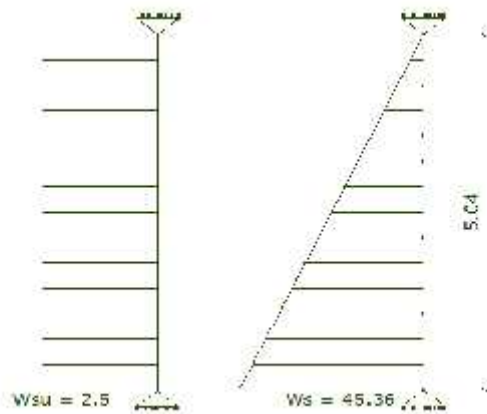


Fig.(4.18) basement wall

$$K = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$W_s = K * h * \gamma = 0.5 * 5.04 * 18 = 45.36 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{su} = K * P = 0.5 * 5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$



From Atir we have moment and shear envelop :

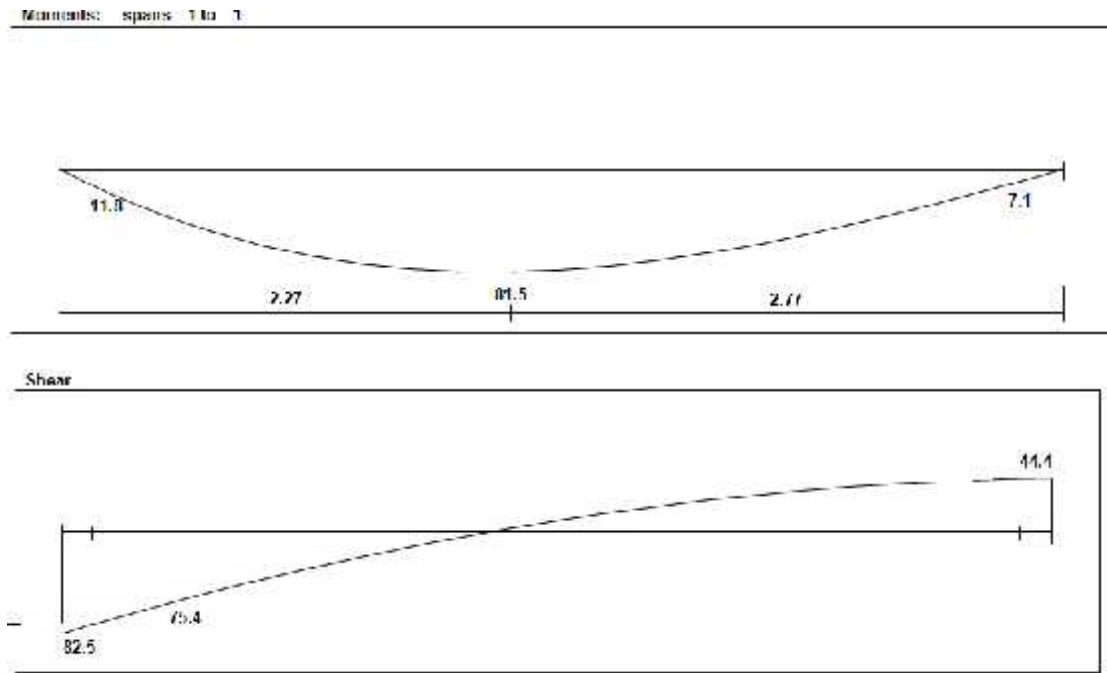


Fig.(4.19) shear and moment diagram

4-15.2:-Design of Bending Moment

$$D=200 - 40 - 10=150 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{81.5 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 150^2} = 4.02 \text{ MPa}.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17.65 \cdot 4.02}{420}} \right) = 0.0105$$

As req = $0.0105 * 1000 * 150 = 1585.24 \text{ mm}^2/\text{m}$control

$$\rho = 0.0105 > \rho_{min} = 0.0015 \dots \dots OK$$

Check for spacing

$$3h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

$$S = 450$$

Use 14@ 10 cm , As prov = $1538.6 \text{ mm}^2/\text{m}$

For horizontal bars use the half of the min. in each side

$$0.5 * A_{s_{min}} = 0.5 * 0.0025 * 200 * 1000 = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Use $\phi = 8$

Use for horizontal bare $\phi 8 @ 20 \text{ cm}$ in each side

Use 10@20 cm for vertical in outer side to hold the horizontal bares

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1538.6 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 27.15 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{s_1} = \frac{27.15}{0.85} = 31.94 \text{ mm}$$

$$v_s = \frac{150 - 31.94}{31.94} * 0.003 = 0.01108$$

$$v_s = 0.01108 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4-15.3:-Check for shear

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \overline{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6} \overline{28} * 1000 * 150 * 10^{-3} = 99.2 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 * 99.2 = 49.6 \text{ KN}$$

$$\phi V_c > Vu > 0.5 \phi V_c$$

$$99.2 > 75.4 > 49.6$$

The thickness is enough

4.13 Pos. (F5): Design of foundation :**✓ Design of Isolated footing (Under Col. 48):**

f'_c	f_y
28 Mpa	420 Mpa

✓ Load Calculation:-**- From column (48): (DL &LL)**

- * Service dead load (DL) = 2544.233 KN
- * Service live load (LL) = 847.184 KN
- * Column dimensions =45 cm*45 cm
- * Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Column dimensions	all. soil pressure
2544.233	847.184	(45*45) cm	400 KN/ m ²

✓ Calculating the weight of footing:**- Weight of footing (assume $h_{footing} = 90\text{cm}$)**

$$w_{footing} = 0.9 * 25 = 22.5 \text{ KN/m}^2$$

- Required sizes of footing:

$$A_{,required} = \frac{p_n}{q_{net}} = \frac{2544.233 + 847.184}{400 - 5 - (0.9 * 25)} = 9.07 \text{ m}^2$$

Try 3* 3 Area = 9 m²

$h_{footing}$	$w_{footing}$	q_{net}	A,required
90 cm	25 KN/m ²	400 KN/m ²	8.48m ²

✓ Depth of footing and shear design:

$$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 * 2544.233 + 1.6 * 847.184 = 4408.574 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{4408.574}{9} = 489.85 \text{ KN/m}^2$$

Try area	P_u	q_u
3m* 3m	4408.574 KN	489.85 KN/m ²

✓ **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**

Check for One Way Shear Strength

$$V_u = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right) * q_u * b = \left(\frac{3}{2} - \frac{0.45}{2} - d \right) * 489.85 * 3$$

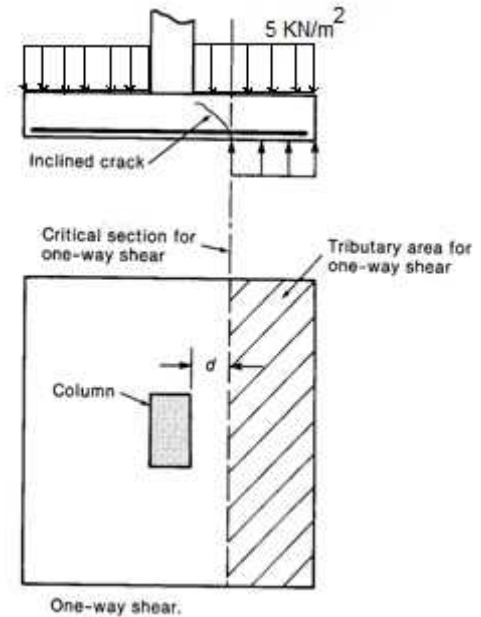
$$wV_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{28} * 3 * d * 10^3$$

$$\text{Let, } wV_c = V_u$$

$$d = 0.542m$$

$$h = 542 + 75 + 20 = 637mm$$

Try h = 650 mm d = 650 - 75 - 20 = 555 mm



Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	542	637	650	555

✓ **for Two Way shear Action (Punching).**

- The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{s_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$w.V_c = w \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:

$$S_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{450}{450} = 1$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

$$= 4 * (0.45 + 0.555) = 4.02\text{m. } Vu = ((3*3) - ((0.45 + 0.555) * (0.45 + 0.555))) * 489.85 = 3913.89\text{kN}$$

$r_s = 40$ for interior column

$$w.V_c = w * \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{S_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{28} * 4.02 * 0.555 * 10^3 = 4427.2\text{kN}$$

$$w.V_c = w * \frac{1}{12} \left(\frac{r_s}{b_o/d} + 2\right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.555}{4.02} + 2\right) * \sqrt{28} * 4.02 * 0.555 * 10^3 = 5550.52\text{kN}$$

$$w.V_c = w * \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 4.02 * 0.555 * 10^3 = 2951.47\text{kN}$$

Vu=3913.89 KN > Vc=2951.47 KN.....Not OK

S_c	b_o (m)	r_s	$w.V_c$ (KN)
1.167	5.62	40	2951.47

Try h= 900 mm. d = 900-75-20 = 805 mm

$$b_o = 4(0.45 + 0.805) = 5.02 \text{ m}$$

$$Vu = ((3*3) - ((0.45 + 0.805) * (0.45 + 0.805))) * 489.85 = 3637.12\text{kN}$$

$$w.V_c = w * \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 5.02 * 0.805 * 10^3 = 5345.87\text{kN} \dots \text{Control}$$

Vu=3637.12 KN < Vc=5345.87 KN

(Two Way Shear is OK)

h (mm)	d (mm)	b_o (m)	Vu (KN)	$w.V_c$ (KN)
900	805	5.02	3637.12	5345.87

✓ **Design for Bending Moment of both direction.**

h (mm)	d (mm)	b(m)
900	805	3

$$d = 900 - 75 - 20 = 805 \text{ mm}$$

$$M_u = 489.85 \times 3 \times 1.275 \times 1.275 / 2 = 1194.47 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.47$$

$$R_n = \frac{M_u / w}{b \times d^2} = \frac{1194.47 \times 10^{-3} / 0.9}{3 \times (0.805)^2} = 0.68 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{17.47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.47)(0.68)}{420}} \right) = 0.001643$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.001643 (3000) (805) = 3967.8 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{min}}} = 4860 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 (3000) (900) = 4860 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

Take 10 25 , $A_{s,\text{provided}} = 49 \text{ cm}^2 > A_{s,\text{required}} = 48.6 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{3000 - 75 \times 2 - 10 \times 25}{9} = 288 \text{ mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. $3h = 3 \times 900 = 2700 \text{ mm}$

2. 450 mm - control

$S = 288 \text{ mm} < S_{,\text{max}} = 450 \text{ mm}$ – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$A_{s_{\text{req}}}(\text{mm}^2)$	$A_{s_{\text{min}}}(\text{mm}^2)$	S(mm)
1194.47	17.47	0.68 Mpa	0.001643	3967.8	4860	288

- Check strain

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$4900 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 3000 \times a$$

$$a = 28.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{28.82}{0.85} = 33.91$$

$$v_s = \frac{805 - 33.91}{33.91} \times 0.003 = 0.068 > 0.005 \dots ok$$

A_s (mm^2)	a (mm)	c (mm)	v_s
4900	28.82	33.91	0.068

✓ **Development length of flexural reinforcement:**

Ld for 20:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{r \times s \times x \times x}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{28}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 20 = 458mm$$

Available length = $((3000 - 450) / 2) - 75 = 1275$

1275mm > 458mmok

✓ **Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):**

- In footing :

$$\Phi P_n b = \Phi (0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 3 \times 3 = 9 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{9}{0.2025}} = 6.6 > 2 \dots \dots \dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 6.6$$

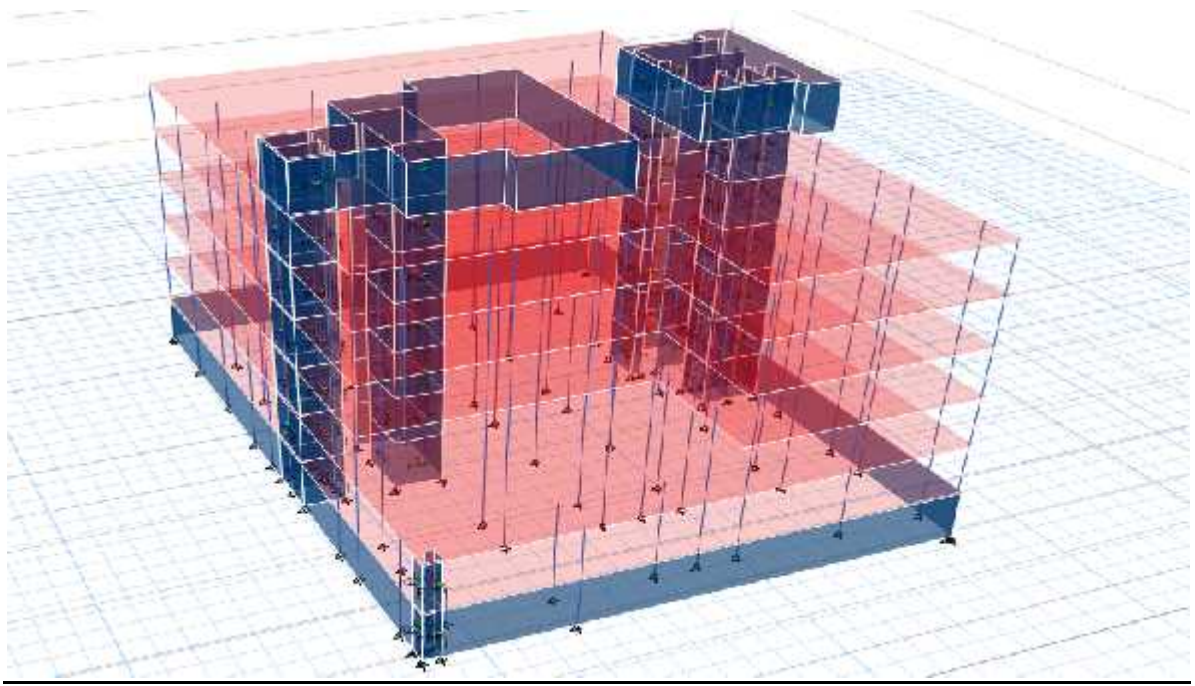
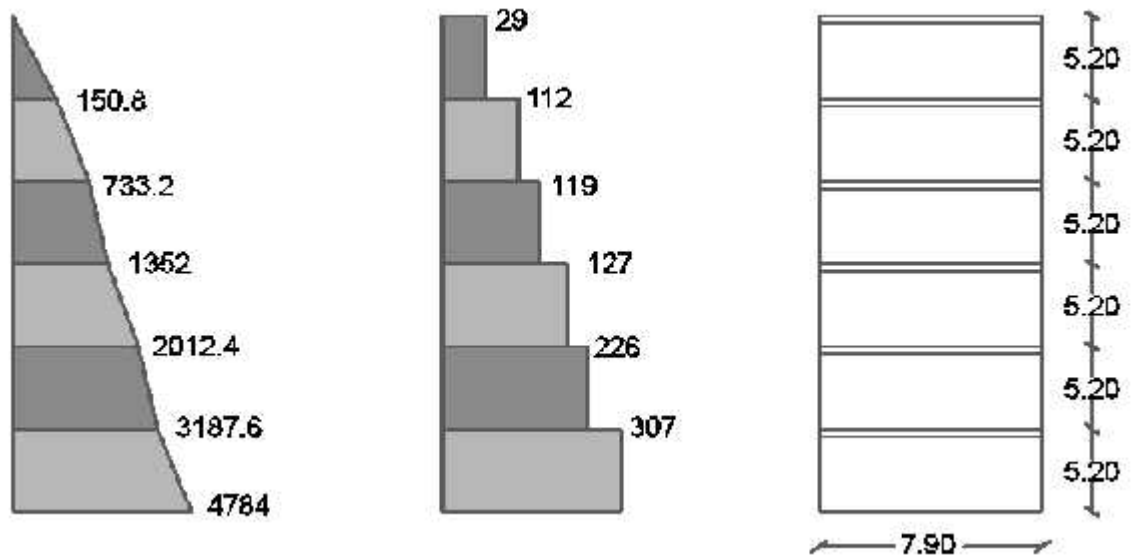
$$\Phi P_n b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 0.2025 \times 6.6) \times 1000 = 20675.7 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 20675.7 > P_u = 4408.574 \dots \dots \dots ok$$

The Dowels are not needed for footing

$$A_{s,min} = 0.005 \times A_c = 0.005 \times 450 \times 450 = 1012.5 \text{ mm}^2$$

Use 10 25 , $A_{s,provided} = 4906.25 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 1012.5 \text{ mm}^2$

4 -14 Pos. Design of shear wall**Fig.(4.20) shear wall photo from Etabs****Fig. (4-21) Moment and shear diagram**

$$F_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_y = 420 \text{ MPa}$$

$t = 40 \text{ cm}$.shear wall thickness

$$L_w = 7.9 \text{ m}$$
 .shear wall width

$$H_w \text{ for one wall} = 5.2 \text{ m}$$
 story height

4 -18 - 1: Design of shear

$$\sum F_x = V_u = 307 \text{ KN}$$

4-18-1-1: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{7.9}{2} = 3.95 \text{ m} \dots \dots \text{ control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{31.2}{2} = 15.6 \text{ m}$$

$$\text{story height } (H_w) = 5.2 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 7.9 = 6.32 \text{ m}$$

$$\phi V_{nmax} = \phi \frac{5}{6} \bar{f}_c' h d$$

$$= 0.75 * 0.83 * \bar{28} * 400 * 6320 * 10^{-3} = 8327.13 \text{ KN} > V_u$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \bar{f}_c' h d = \frac{1}{6} \bar{28} * 400 * 6320 * 10^{-3} = 2229.5 \text{ KN}$$

$$2 - V_c = 0.27 \bar{f}_c' h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \bar{28} * 400 * 6320 + 0 = 3612 \text{ KN}$$

$$3 - V_c = 0.05 \bar{f}_c + \frac{l_w}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \left(0.1 \bar{f}_c + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right) h d = 0.05 \bar{28} + \frac{7.9}{7.68} \frac{0.1 \bar{28} + 0}{400 * 6320}$$

$$= 2044.85 \text{KN} \dots \text{cont}$$

$$\frac{4784 - 3187.6}{5.2} = \frac{M_u - 3187.6}{5.2 - 3.95} \Rightarrow M_u = 3571.35 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3571.35}{307} - \frac{7.9}{2} = 7.68$$

$$V_u = 307 \text{ KN} < \frac{1}{2} * 0.75 * 2044.85 = 766.82 \text{ KN} \quad \text{No need reinforcement}$$

- Minimum shear reinforcement is required:

Take $\rho = 0.0025$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{5} = \frac{7900}{5} = 1580 \text{mm}$$

$$3 * h = 3 * 400 = 1200 \text{mm}$$

450 mm Control

Try 12 (As = 113.1 mm²) for two layers

$$\rho = \frac{A_v h}{h * S_2} = \frac{2 * 113.1}{400 * S_2} = 0.0025$$

$$S_2 = 226.2 \text{ mm} , \quad 12 @ 200 \text{ mm}$$

use 12 @ 200 mm in tow layer

4 -18-1-2: Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{31.2}{7.9} = 3.9$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l} \right) \rho_t - 0.0025 > 0.0025$$

For this wall with $\frac{hw}{lw} = 3.9 > 2.5$, $\rho_{vmin} = 0.0015$

Select 10 @250mm. In two layer

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{3} = \frac{7900}{3} = 2633\text{mm}$$

$$3 * h = 3 * 400 = 1200\text{mm}$$

450 mm Control

Select 10 @250mm In tow layer

4 -18-2: Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :

$$A_{st} = \frac{7900}{250} * 2 * 78.5 = 4961.2\text{mm}^2$$

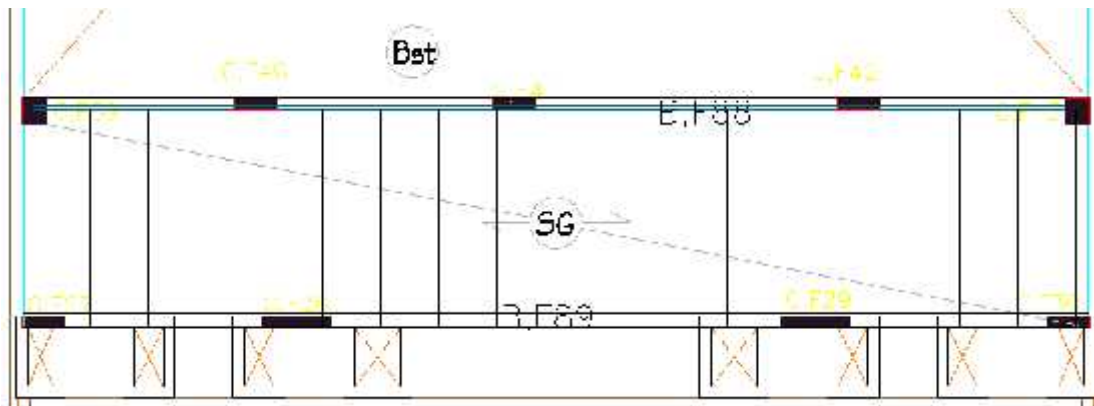
$$w = \frac{A_{st}}{L_w h} \frac{f_y}{f_c'} = \frac{4961.2}{7900 * 400} \frac{420}{28} = 0.02355$$

$$= \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.02355 + 0}{2 * 0.02355 + 0.85 * 0.85} = 0.0306$$

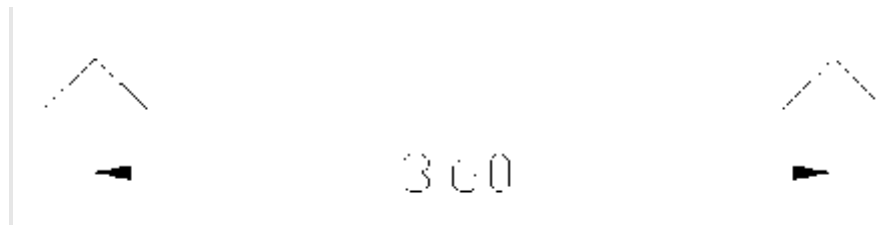
$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi \left[0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \\ &= 0.9 \left[0.5 * 4961.2 * 420 * 7900 (1 + 0) (1 - 0.0306) \right] = 7180 \text{KN.m} > Mu\end{aligned}$$

Select 14 @250mm for vertical reinforcement .

4-15 Pos.(SG): Design of Steel Beam in first floor :**Fig (4.22) : Steel Beam (Bst)**

✓ **Material** : Steel A36

✓ **Statical System (I) :**



✓ **Load Calculations**

Dead Load :

Self Weight of the beam = 1 KN/m

Glass (External glass – plate 2×10=20 m)

(Internal glass – plate 2×7.5=15 m)

Glass = 25 × 0.035 × 1 = 0.875 KN/m

Dead Load = 1 + 0.875 = 1.875 KN/m

Factor Dead Load = 1.4 × DL = 1.4 × 1.875 = 2.625 KN/m = 0.1792 Kip/ft

✓ **Design :**

⇒ Design of Moment :-

$$M_u = \frac{11.8^2 * 0.1792}{8} = 3.12 \text{ ft.kip}$$

Mp Mu

$$M_u = \boxed{?} b_z \times F_y$$

$$3.12 \times 12 = 0.9 \times Z_x \times 36 \quad Z_x = 1.155 \text{ in}^3$$

$$\text{Try W 8} \times 10 \quad Z_x = 8.9 \text{ in}^3$$

D = 7.89 in , t_w = 0.17 in , b_f = 3.94 in , t_f = 0.205 in

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{3.94}{2 \times 0.205} = 9.6$$

$$\frac{h}{t_w} = 40.5 \text{ from table.}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 106.72 > \lambda_w = 40.5 \quad \text{Compact Web}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 10.8 > \lambda_f = 9.6 \quad \text{Compact Flange}$$

$$M_n = \phi \times Z_x \times F_y = 0.9 \times 8.9 \times 36 = 24.03 \text{ ft.Kip} > M_u = 3.12 \text{ ft.Kip} \dots \dots \text{OK}$$

⇒ Design of Shear :-

$$V_u = \frac{11.8 * 0.1792}{2} = 1.057 \text{ kip}$$

Vp Vu

$$V_p = A_w \times 0.6 F_y = 1 \times 7.89 \times 0.17 \times 0.6 \times 36 = 28.97 \text{ Kip}$$

$$V_p = 28.97 \text{ Kip} > V_u = 1.057 \text{ Kip} \dots \dots \text{OK}$$

Check $h/tw \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 63.58 > h/tw = 40.5 \quad \mathbf{OK}$$

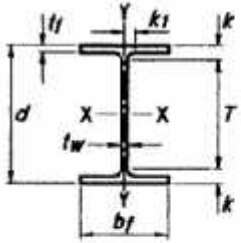


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A in. ²	Depth, d in.		Web			Flange				Distance				
				Thickness, t _w in.	t _w /2 in.	Width, b _f in.	Thickness, t _f in.	k		k ₁ in.	T in.	Workable Gage in.			
								k _{des} in.	k _{det} in.						
W8×67	19.7	9.00	9	0.570	3/16	3/16	8.28	8 1/4	0.935	15/16	1.33	15/8	15/16	5 3/4	5 1/2
×58	17.1	8.75	8 3/4	0.510	1/2	1/4	8.22	8 1/4	0.810	13/16	1.20	1 1/2	7/8	↓	↓
×48	14.1	8.50	8 1/2	0.400	3/8	3/16	8.11	8 1/8	0.685	1 1/16	1.08	1 3/8	13/16	↓	↓
×40	11.7	8.25	8 1/4	0.360	3/8	3/16	8.07	8 1/8	0.560	9/16	0.954	1 1/4	13/16	↓	↓
×35	10.3	8.12	8 1/8	0.310	5/16	3/16	8.02	8	0.495	1/2	0.889	1 3/16	1 1/16	↓	↓
×31 [†]	9.12	8.00	8	0.285	3/16	3/16	8.00	8	0.435	7/16	0.829	1 1/8	3/4	↓	↓
W8×28	8.24	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.54	6 1/2	0.465	7/16	0.859	15/16	5/8	6 1/8	4
×24	7.08	7.93	7 7/8	0.245	1/4	1/8	6.50	6 1/2	0.400	3/8	0.794	7/8	9/16	6 1/8	4
W8×21	6.16	8.28	8 1/4	0.250	1/4	1/8	5.27	5 1/4	0.400	3/8	0.700	7/8	9/16	6 1/2	2 3/4 [‡]
×18	5.26	8.14	8 1/8	0.230	1/4	1/8	5.25	5 1/4	0.330	3/16	0.630	13/16	9/16	6 1/2	2 3/4 [‡]
W8×15	4.44	8.11	8 1/8	0.245	1/4	1/8	4.02	4	0.315	3/16	0.615	13/16	9/16	6 1/2	2 1/4 [‡]
×13	3.84	7.99	8	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.255	1/4	0.555	3/4	9/16	↓	↓
×10 ^{c,†}	2.96	7.89	7 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.205	3/16	0.505	1 1/16	1/2	↓	↓
W6×25	7.34	6.38	6 3/8	0.320	5/16	3/16	6.08	6 1/8	0.455	7/16	0.705	15/16	9/16	4 1/2	3 1/2
×20	5.87	6.20	6 1/4	0.260	1/4	1/8	6.02	6	0.365	3/8	0.615	7/8	9/16	↓	↓
×15 [†]	4.43	5.99	6	0.230	1/4	1/8	5.99	6	0.260	1/4	0.510	3/4	9/16	↓	↓
W6×16	4.74	6.28	6 1/4	0.260	1/4	1/8	4.03	4	0.405	3/8	0.655	7/8	9/16	4 1/2	2 1/4 [‡]
×12	3.55	6.03	6	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.280	1/4	0.530	3/4	9/16	↓	↓
×9 [†]	2.68	5.90	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.215	3/16	0.465	1 1/16	1/2	↓	↓
×8.5 [†]	2.52	5.83	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.195	3/16	0.445	1 1/16	1/2	↓	↓
W5×19	5.56	5.15	5 1/8	0.270	1/4	1/8	5.03	5	0.430	7/16	0.730	13/16	7/16	3 1/2	2 3/4 [‡]
×16	4.71	5.01	5	0.240	1/4	1/8	5.00	5	0.360	3/8	0.660	3/4	7/16	3 1/2	2 3/4 [‡]
W4×13	3.83	4.16	4 1/8	0.280	1/4	1/8	4.06	4	0.345	3/8	0.595	3/4	1/2	2 5/8	2 1/4 [‡]

^c Shape is slender for compression with F_y = 50 ksi.
[†] Shape exceeds compact limit for flexure with F_y = 50 ksi.
[‡] The actual size, combination, and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross-section to ensure compatibility.

Table (4-7.a) W shape


Table 1-1 (continued) W Shapes Properties														 W8 - W4
Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{xx}	h_o	Torsional Properties	
	b_f 2 t_f	h t_w	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³			J in. ⁴	C_w in. ⁶
67	4.43	11.1	272	60.4	3.72	70.1	88.6	21.4	2.12	32.7	2.43	8.07	5.05	1440
58	5.07	12.4	228	52.0	3.65	59.8	75.1	18.3	2.10	27.9	2.39	7.94	3.33	1180
48	5.92	15.9	184	43.2	3.61	49.0	60.9	15.0	2.08	22.9	2.35	7.82	1.96	931
40	7.21	17.6	146	35.5	3.53	39.8	49.1	12.2	2.04	18.5	2.31	7.69	1.12	726
35	8.10	20.5	127	31.2	3.51	34.7	42.6	10.6	2.03	16.1	2.28	7.63	0.769	619
31	9.19	22.3	110	27.5	3.47	30.4	37.1	9.27	2.02	14.1	2.26	7.57	0.536	530
28	7.03	22.3	98.0	24.3	3.45	27.2	21.7	6.63	1.62	10.1	1.84	7.60	0.537	312
24	8.12	25.9	82.7	20.9	3.42	23.1	18.3	5.63	1.61	8.57	1.82	7.53	0.346	259
21	6.59	27.5	75.3	18.2	3.49	20.4	9.77	3.71	1.26	5.69	1.46	7.88	0.282	152
18	7.95	29.9	61.9	15.2	3.43	17.0	7.97	3.04	1.23	4.86	1.43	7.81	0.172	122
15	6.37	28.1	48.0	11.8	3.29	13.6	3.41	1.70	0.876	2.87	1.06	7.80	0.137	51.8
13	7.84	29.9	39.6	9.91	3.21	11.4	2.73	1.37	0.843	2.15	1.03	7.74	0.0871	40.8
10	9.61	40.5	30.8	7.81	3.22	8.87	2.09	1.06	0.841	1.56	1.01	7.69	0.0426	30.9
25	6.68	15.5	53.4	16.7	2.70	18.9	17.1	5.61	1.52	8.56	1.74	5.93	0.461	150
20	8.25	19.1	41.4	13.4	2.66	14.9	13.3	4.41	1.50	6.72	1.70	5.84	0.240	113
15	11.5	21.6	29.1	9.72	2.56	10.8	9.32	3.11	1.45	4.75	1.66	5.73	0.101	76.5
16	4.98	19.1	32.1	10.2	2.60	11.7	4.43	2.20	0.967	3.39	1.13	5.88	0.223	38.2
12	7.14	21.6	22.1	7.31	2.49	8.30	2.99	1.50	0.918	2.32	1.08	5.75	0.0903	24.7
9	9.16	29.2	16.4	5.56	2.47	6.23	2.20	1.11	0.905	1.72	1.06	5.69	0.0405	17.7
8.5	10.1	29.1	14.9	5.10	2.43	5.73	1.99	1.01	0.890	1.56	1.05	5.64	0.0333	15.8
19	5.85	13.7	26.3	10.2	2.17	11.6	9.13	3.63	1.28	5.53	1.45	4.72	0.316	50.9
16	6.94	15.4	21.4	8.55	2.13	9.63	7.51	3.00	1.26	4.58	1.43	4.65	0.192	40.6
13	5.88	10.6	11.3	5.46	1.72	6.28	3.86	1.90	1.00	2.92	1.16	3.82	0.151	14.0

Table (4-7.b) W shape

5

يات

- .
- .
- التوصيات.

:-

في هذا . الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من . بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية المقترح بناءه في مدين . وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية . ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

:-

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظر الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. قيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 400KN/m^2 .
5. (Two-Way Ribbed Slab) كثير من العقدات نظراً لطبيعة (One-Way Ribbed Slab) اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Flat Slab) في بعض أجزاء المبنى بسبب عدم انتظام توزيع بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. :
هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:
(a) AUTOCAD 2013/2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
(b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
(c) (Microsoft Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة والتنسيق وإخراج المشروع واعداد الجداول المرافقة للتصميم
(d) Safe : تم استخدام هذا البرنامج لتصميم العقدات المصمتة و تصميم (mat foundation) .
(e) Etabs : قمنا باستخدام هذا البرنامج لتصميم جدران القص .

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية ضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

- التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع .

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد . ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.