بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمدرسه ميثلون الأساسية للبنين

فريق العمل

أنس جعافره **محمد جعافره**

ادعيس عدارية

إشراف :

الدكتور المهندس: رياض عبد الكريم عوض

فلسطين – الخليل

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى مدرسة ميثلون

فريق العمل

أنس جعافره **محمد جعافره**

ادعيس عدارية

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د.م. رياض عبد الكريم عوض	د. غسان دويك .

2015- 2016

الإهداء

بدأنا بأكثر من يد وقاسينا أكثر من هم وعانينا الكثير من الصعوبات وها نحن اليوم والحمد لله نطوي سهر الليالي وتعب الأيام وخلاصة مشوارنا بين دفتي هذا العمل المتواضع.

إلى منارة العلم والإمام المصطفي إلى الأمي الذي علم المتعلمين إلى سيد الخلق إلى رسولنا الكريم سيدنا محمدصلى الله عليه وسلم.

إلى الينبوع الذي لا يملا لعطاء إلى من حاكت سعادتنا بخيوط منسوجة من قلبها إلى امهاتنا العزيزات.

إلى من سعى وشقي لأنعما لراحة والهناء, الذي لم يبخل بشيء من أجل دفعنا في طريق النجاح الذي علمنا أن نرتقي سلم الحياة بحكمة وصبر, إلى آبائنا الأعزاء.

إلى من حبهم يجري في عروقي ويلج بذكراهم فؤادي , إلى إخواننا وأخواتنا.

إلى من سرنا سوياً ونحن نشقا لطريق معاَ نحو النجاح والإبداع إلى من تكاتفنا يداً بيد ونحن نقطف زهرة وتعلمنا , إلى زملائنا الأعزاء.

إلى من علمونا حروفا من ذهب وكلمات من درر وعبارات من أسمى وأجلى عبارات في العلم إلى من صاغوا لنا علمهم حروفا ومن فكرهم منارة تنير لنا سيرة العلم والنجاح إلى أساتذتنا الكرام ، الأستاذ القدير

د.م. رياض عبد الكريم عوض

إلى كل من ساهم في إنجاز هذا العمل المتواضع .

إلى كل هؤلاء نهدي هذا البحث.

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحده كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ....جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الإداري

إلى المشرف على هذا المشروع .... م. رياض عوض .

إلي من دعمنا في جميع مراحل حياتنا ....أهلنا الأحباء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع.

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى مدرسه ميثلون الأساسية للبنين بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

فريق العمل

أنس جعافره **محمد جعافره**

ادعيس عدارية

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2015م

إشراف د.م. رياض عبد الكريم عوض .

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى مدرسه ميثلون والتي تتألف من عدة كتل ، و تقع قطعة الأرض المقترحة لإقامة المشروع في بلدة ميثلون في محافظة جنين .

و هذا المشروع مكون من طابقين ويتوفر في المبنى كافة المرفقات التي يحتاج إليها الطالب من مختبرات وقاعات دراسية وغرف إدارية ومكاتب للمدرسين في موقع واحد بشكل عصري وحديث ليوفر سهولة الحركة والتنقل .

و قد صمم هذا المبنى على احدث الطرز المعمارية ،بالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة و الأمان , ووضعت الأدراج بشكل يسهل الحركة العمودية بين الطوابق.

وهذا المبنى هو خرساني مسلح سوف يتم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، و قد تمت مراجعة جميع المخططات المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية ، كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية.

Structural Design and Details of Applied Sciences College

Project Team

Anas Jaafreh Mohammad Jaafreh

Ideas Adarbeh

Palestine Polytechnic University-2015

Supervisor

M. Reyad Awad.

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for Maythaloon Basic Boys School in Maythaloon in Jenin city .

This building consists of two stories and it contains all activities required for any person. This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-318-08.The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project

.

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
عنوان المشروع.	**I**
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج.	**II**
الإهداء.	**III**
الشكر والتقدير.	**IV**
ملخص المشروع باللغة العربية .	**V**
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية.	**VI**
فهرس المحتويات.	**VII**
فهرس الجداول.	**X**
فهرس الصور.	**X**
فهرس الأشكال.	**XI**
List of Abbreviations.	**XII**
الفصل الأول : المقدمة	**1**
1.1 المقدمة .	**2**
2.1 أهداف المشروع.	**2**
3.1 مشكلة المشروع.	**3**
4.1 حدود مشكلة المشروع.	**3**
5.1 المسلمات.	**3**
6.1 فصول المشروع.	**3**
7.1 إجراءات المشروع.	**4**
الفصل الثاني : الوصف المعماري	**5**
1.2 المقدمة.	**6**
2.2 لمحة عن المشروع .	**6**
3.2 موقع المشروع.	**7**

1.3.2 أهمية الموقع.	**8**
2.3.2 حركة الشمس والرياح.	**8**
3.3.2 الرطوبة.	**8**
2.4 وصف الطوابق.	**9**
1.4.2 الطابق الأرضي.	**9**
2.4.2 الطابق الأول.	**10**
2.5الواجهات.	**11**
1.5.2 الواجهة الشرقية.	**11**
2.5.2 الواجهة الغربية.	**11**
3.5.2 الواجهة الجنوبية.	**12**
4.5.2 الواجهة الشمالية.	**12**
6.2وصف الحركة والمداخل.	**13**
2.7 المداخل.	**13**
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	**14**
1.3 مقدمة .	**15**
2.3 هدف التصميم الإنشائي.	**15**
3.3 مراحل التصميم الإنشائي.	**15**
4.3 الأحمال.	**16**
1.4.3 الاحمال الميتة.	**16**
2.4.3 الأحمال الحية.	**16**
3.4.3الأحمال البيئية.	**17**
1.3.4.3 الأحمال الرياح.	**17**
2.3.4.3الأحمال الثلوج.	**19**
3.3.4.3 الأحمال الزلازل.	**19**
5.3 الاختبارات العملية .	**20**
6.3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.	**20**

20	1.6.3العقدات.
21	1.1.6.3 العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.
21	2.1.6.4 العقدات العصب ذات الاتجاهين.
22	3.1.6.3العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.
22	4.1.6.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.
23	2.6.3 الأدراج.
24	3.6.3الجسور.
25	4.6.3 الأعمدة.
25	5.6.3 جدار قص.
26	6.6.3 الأساسات.
27	7.3فواصل التمدد.
28	8.3 النظام الميكانيكي للمبنى .
28	9.3 البرامج التي تم استخدامها .
29	Chapter Four: Structural Analysis & Design.
30	4.1 Introduction.
30	4.2 Design method and requirements.
31	4.3 Slab thickness calculation.
33	4.4 Design of topping..
35	4.5 (R 2): Design of one way Rib slab.
47	4.6 (B 3): Design of Beam.
55	4.7 Design of one way solid slab
59	4.8 Design of two way solid slab
66	4.9 *Design of long column (C6)*
65	4.9.1 Check the slenderness effect
67	4.9.2 calculate e min ,M min :

67	4.9.3 Determine of Euler buckling load.
68	4.9.4 Calculate the moment magnifier factor.
69	4.9.5 Calculate e min, M min.
69	4.9.6 Determine of Euler buckling.
70	4.9.7 Calculate the moment magnifier factor.
71	4.9.8 Check for code requirements.
71	4.9.9 Check the slenderness effect.
72	4.10 Design of Isolated Footing (F22).
72	4.10.1 Determination of Loads.
72	4.10.2 Determination of Footing area.
73	4.10.3 Check for one-way shear strength.
73	4.10.4 Determination of the depth shears strength.
74	4.10.5 Check for tow-way shear action (punching).
75	4.10.6 Design for Bending Moment.
77	4.10.7 Design of the column-footing joint.
78	4.11 Design of Stairs.
84	4.12 Design of shear wall
88	4-13: Design of Strip Footing Under Shear Wall
93	الفصل الخامس : النتائج والتوصيات
94	1-5 المقدمه
94	2-5 النتائج
95	3-5 التوصيات

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2016/2015.	**4**
جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.	**16**
جدول (3-2) الأحمال الحية للمبنى.	**16**
جدول (3-3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5.	**17**
جدول (3 - 4) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.	**19**
Table (4-1) calculation of the Dead load for topping.	**34**
Table (4-2) calculation of the Dead load for rib (R2).	**37**
Table (4-3) calculation of the Dead load for beam (B3).	**47**
Table(4-4) calculation of the one way solid slab Dead load for (S1**)**	**55**
Table(4-5) calculation of the Dead load tow way slab solid for(S2)	**60**
Table(4-6)	**90**
Table(4-7)	**91**

فهرس الصور

الصورة	رقم الصفحة
صورة (2-1) خارطة الموقع الجغرافي لمنطقة ميثلون.	7
صورة (2-2) مسقط الطابق الأرضي.	9
صورة(2-3) مسقط الطابق الأول.	10
صورة(2-4) الواجهة الشرقية.	11
صورة (2-5) الواجهة الغربية .	11
صورة (2-6) الواجهة الجنوبية.	12
صورة(2-7) الواجهة الشمالية.	12

فهرس الأشكال

الصورة	رقم الصفحة
شكل(3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	18
شكل(3-2) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	21
شكل(3-3) عقدات العصب ذات اتجاهين	21
شكل(3-4) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.	22
شكل(3-5) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	22
شكل(3-6) الدرج	23

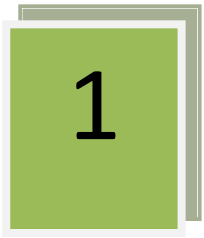
24	شكل(3-7) أشكال الجسور المدلاة والمسحورة
25	شكل(3-8) أنواع الأعمدة
26	شكل(3-9) جدار قص
27	شكل(3-10) أساس مفرد
32	(4-1)One way ribbed slab(R2)
36	(4-2) One way ribbed slab(R2)
71	Fig. (4-3) section of column (6).
73	Fig (4-4): One way shear
74	Fig (4-5): Two-way shear
77	Fig (4-6): Reinforcement of 22
78	Fig (4.7) Stair
79	Fig (4.8) Section in Stair
84	Fig (4.9) Place of shear wall.

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.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = 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.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c** = compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = 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.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.

- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m³).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$**=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصل الأول



المقدمة

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1 المقدمة

بدأت حياة الإنسان في القدم كحياة بسيطة و يسيرة بكافة ملامحها و أشكالها, حيث كان الإنسان يحصل على ما يريد من البيئة المحيطة إما بالصدفة, أو عن طريق التسلسل لوصوله إلى مبتغاه , إذ انه اتخذ من الكهوف بيوتا , ومن أوراق الأشجار و جلد الحيوان ثيابا , ومن الشعلة ضوئا يستنير به من الظلام وكان الإنسان القديم في صراع دائم مع الحياة وما فيها من معوقات ومستجدات.

بعد هذه الحياة البسيطة التي مر فيها الإنسان, أخذت حياته بالرقي و التطور شيئا فشيئا , وذلك حسب احتياجاته الضرورية في كافة مظاهر الحياة وما يستجد من أمور مختلفة , ومن اجل هذه الاحتياجات والمتطلبات سعى بدون كلل أو ملل لتحقيق كل ما يحتاج إليه للتأقلم مع ضروريات الحياة الجديدة.

وكان الإنسان منذ القدم وهو يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر, و قد حظي العلم بمكانة عالية وعناية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام, حيث كان العلم يختصر على الجلسات التعليمية في المساجد, وبعد ذلك اتسعت هذه المجالس لتتطور إلى ما يسمى القراء وهي أماكن كان يتم بناؤها ليتم مزاولة التعليم فيه وتكون مخصصة للتعلم فقط, وبعده تم بناء المدارس التي أصبحت في أيامنا هذه الأساس الذي تبنى عليه الدراسات الجامعية والعليا .

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمدرسه تتكون من طابق أرضي و وطابق وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ

2.1 أهداف المشروع

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

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
4. اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمدرسه في مدينه جنين ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري..

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الاول والثاني من السنة الدراسية 2016-2015 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

يقع المبنى التعليمي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة جنين.

5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, STAAD pro. 2008)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

1- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
2- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

7.1 إجراءات المشروع

1) 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.

2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

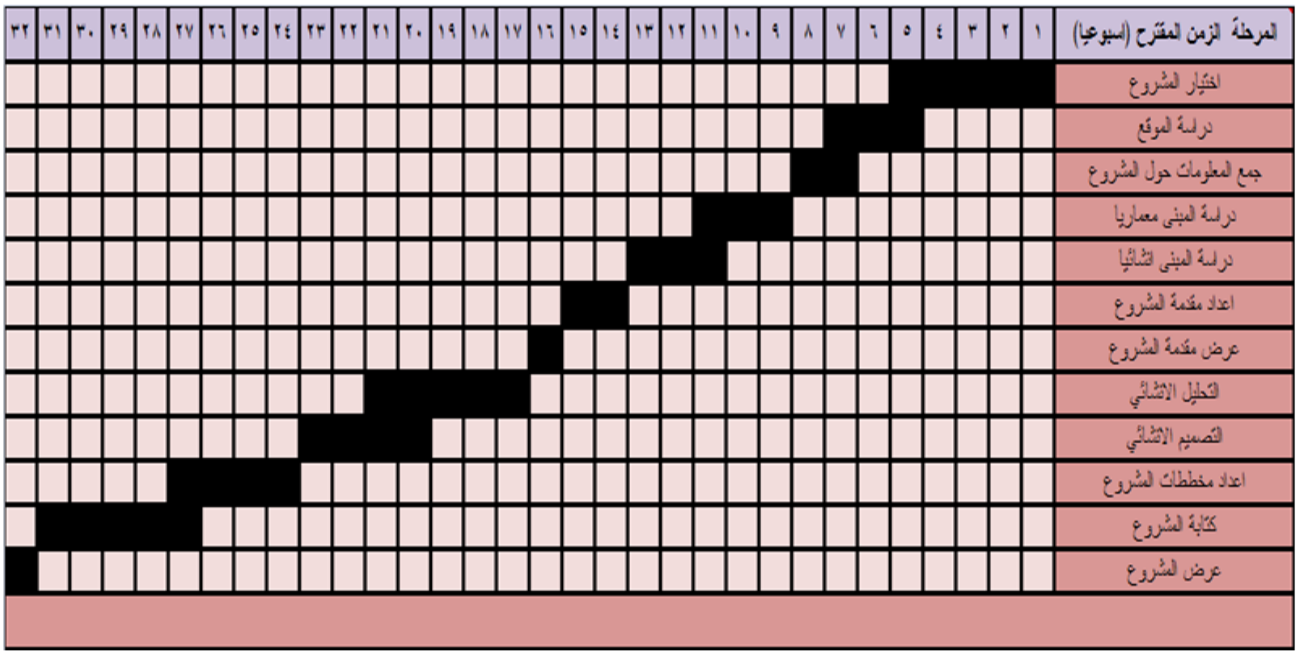
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2016\2015)



2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2-1 مقدمة .

2-2 لمحة عامة عن المشروع .

2-3 موقع المشروع .

2-4 وصف طوابق المشروع .

2-5 الواجهات .

2-6 وصف الحركة و المداخل .

2-7 المداخل .

2-1 مقدمة :-

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.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل 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 متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا 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 لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا 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 اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع :-

تعاني بلدة ميثلون في محافظة جنين من نقص في المدارس نتيجة لعدة أسباب منها : سيطرة الاحتلال الإسرائيلي على الموارد المتاحة وقلتها في نفس الوقت, وغياب التخطيط الجيد في توزيع المدارس . لذلك أتت الحاجة لتصميم مدرسه تراعي احتياجات اهالي البلدة, ويساعد في إصلاح وتطوير القطاع التعليمي الفلسطيني.
و مما لا شك فيه أن المدارس تسهم في التنمية الشاملة بما تقدمه لمجتمعاتها من إمكانات وخبرات للتعليم والتدريب المستمر .

2-3 موقع المشروع :-

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

موقع المشروع هو جزء من ارض في بلدة ميثلون في محافظة جنين.

صورة (2-1) خارطة الموقع الجغرافي في بلدة ميثلون.

2-3-1 أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مدرسه لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لمدرسه ميثلون:

1.جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
2.شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.
3.الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .
4.أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

2-3-2 حركة الشمس و الرياح :

تتعرض مدينة جنين إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة ,واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة .ونظراً 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.

2-3-3 الرطوبة:-

مناخ جنين يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ جنين رغم صغرها يتباين تبعاً للتضاريس والمسطحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء, أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي حيث إن الأمطار في جنين تتراوح ما بين (400-600 ملم) سنوياً.

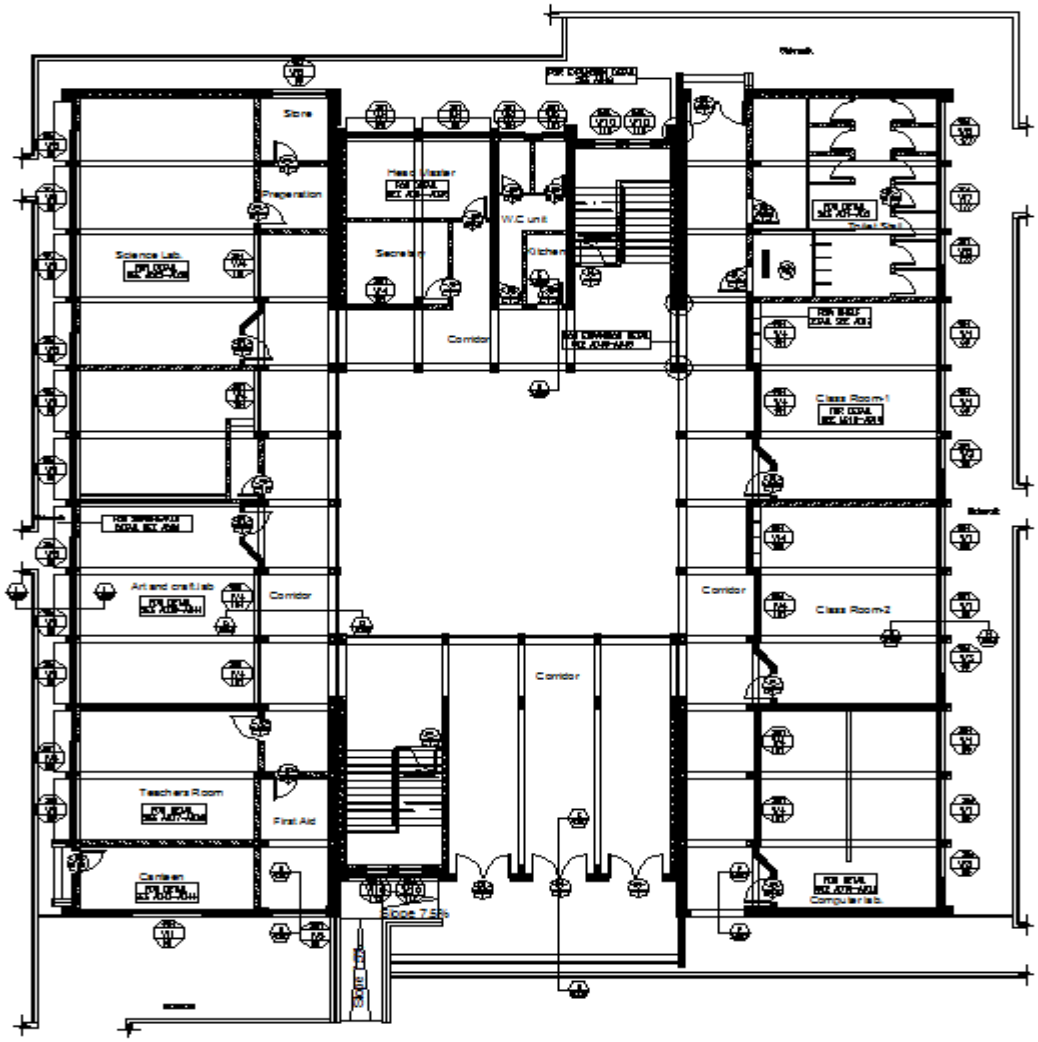
2-4 وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من طابقين , وهو عبارة عن مؤسسة ذات مرافق متعددة, التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالبساطة التماثل بين الطوابق.

2-4-1 الطابق الأرضي:-

منسوب(00.00م) بمساحة تقدر ب 1018 م^2.

يتكون الطابق الأرضي من قاعة استقبال للطلاب ,قاعات دراسية ,غرفه مدرسين , غرفه مدير المدرسة , مخزن , غرفة امن , غرفة فن وتشكيل , غرفة كافتيريا , غرفه اسعاف اولي ، مراحيض ، أدراج.

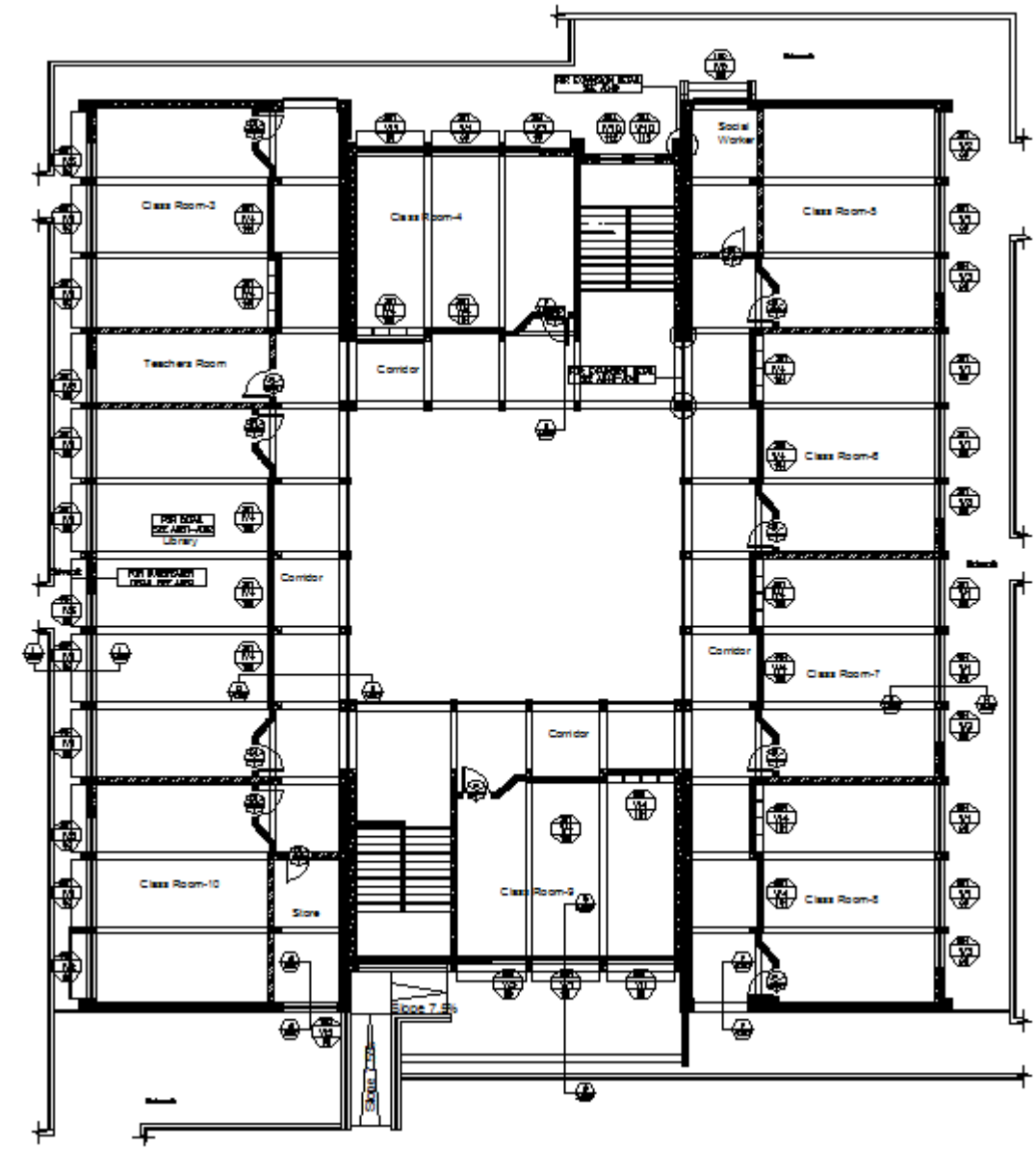


صورة (2-2):المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

2-4-2الطابق الأول:-

منسوب (4.5 م) بمساحة تقدر ب895 م^2.

يتكون الطابق الأرضي من قاعات دراسية ,غرفه مدرسين , مكتبه , أدراج , غرفه خدمات عاملين.



صورة (2-3) : المسقط الأفقي للطابق الأول.

5-2 الواجهات :-

1-5-2 الواجهة الشرقية:

و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى , وجمالية توزيع الكتل المعمارية .

صورة (2-4): الواجهة الشرقية.

2-5-2 الواجهة الغربية:

و يظهر فيها مداخل أخرى للمبنى و تظهر الكتل المعمارية ايضا ومدخل اخر للمبنى.

الشكل (2-5) :الواجهة الغربية.

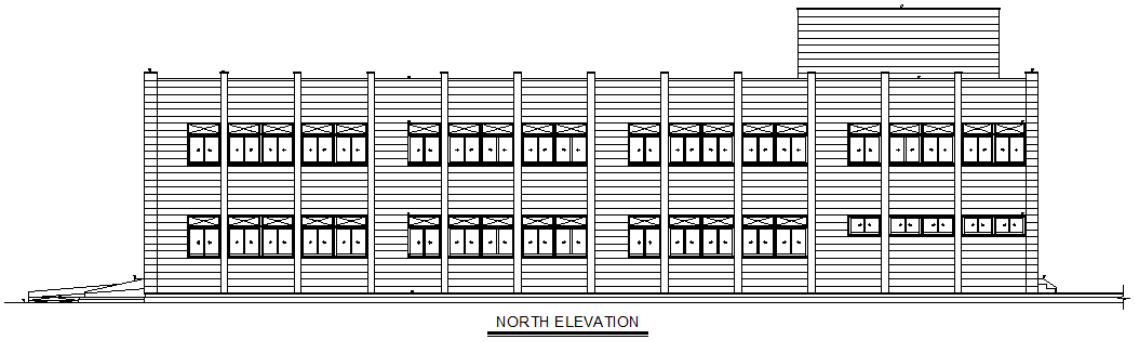
2-5-3 الواجهة الجنوبية :

و يظهر فيها مداخل أخرى للمبنى.

صورة (2-6) :الواجهة الجنوبية .

2-5-4 الواجهة الشمالية :

و يظهر فيها الجمال المعماري.



صورة (2-7) :الواجهة الشمالية .

6-2 وصف الحركة و المداخل :-

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى و وجد إلRamp في طابق التسوية لتسهل عملية التنقل . و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

7-2 المداخل :-

يحتوي المشروع على مدخل رئيسي ومداخل فرعية في جهتين اخرى.

1. المدخل الشرقي وهو المدخل الرئيسي هو للاستخدام العام بحيث يوجد بقربه موقف سيارات .
2. المداخل الشرقية والغربية والشمالية والجنوبية وهي مداخل جانبية .

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1-3 مقدمة .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي .

3-3 مراحل التصميم الإنشائي .

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية .

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

7-3 فواصل التمدد .

8_3 النظام الميكانيكي للمبنى .

9-3 برامج الحاسوب.

3-1 مـقدمـة :-

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 للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع .

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.

3-2 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:-

1- الأمان(Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
2- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
3- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى .
4- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. **المرحلة الاولى :-**
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.
2. **المرحلة الثانية:**
تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ , بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية .

3-4 الأحمال:-

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

3-4-1 الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ, بصورة دائمة وثابتة, من حيث المقدار والموقع , بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي, وكثافات المواد المكونة له , والجدول (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	9
5	البلاط	23

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

أحمال القواطع (Partition) = 1 kN/m^2

3-4-2 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزة ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة, والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
1	القاعات الدراسية	2.5
2	الكردور	4.5

جدول(3- 2) الأحمال الحية للمبنى

3-4-3 الأحمال البيئية:

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

1-3-4-3 أحمال الرياح :

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

وسيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5)للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (3-3) 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

جدول (3 – 3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5

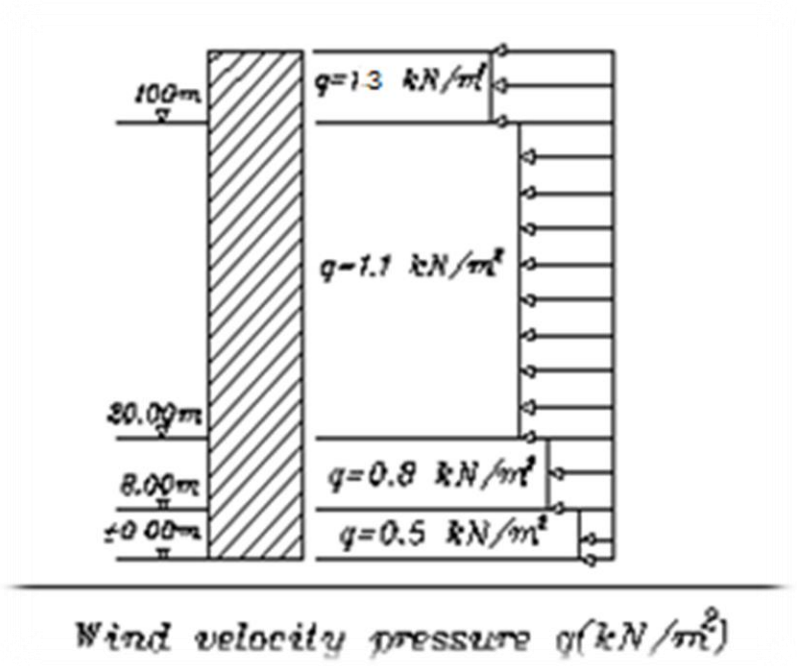
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

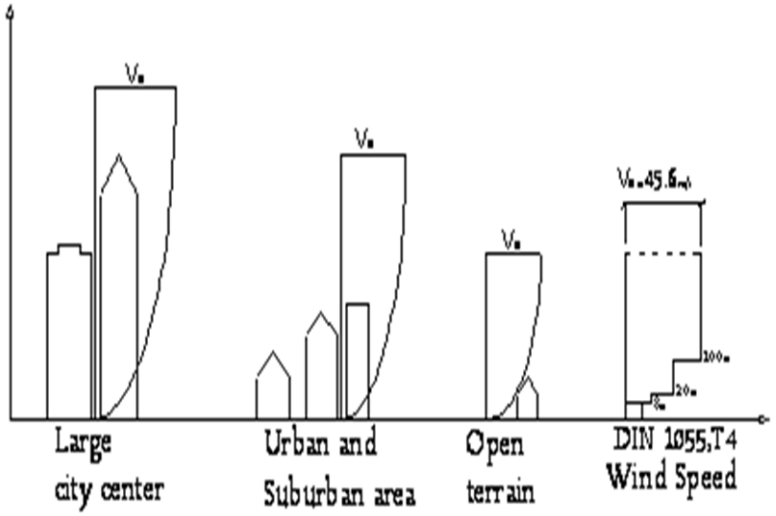
حيث أن :

q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m^2).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .





الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .

3-4-2 أحمال الثلوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف , ويتم تحديدها باستخدام Codes البناء المختلفة , من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h < 250	**0**
500 > h > 250	**(h-250) /1000**
1500 > h > 500	**(h-400) / 400**
2500 > h > 1500	**(h – 812.5)/ 250**

جدول (3 – 4) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر, و الذي يساوي (920م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_L = \frac{920 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.3(\text{KN}/\text{m}^2)$$

3-4-3 أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل :

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-5 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 تصرف التربة ,عند البناء عليها, وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء, وتشمل: العقدات, والجسور, والأعمدة, وجدران القص, والأدراج, والأساسات.

وهي على النحو التالي:

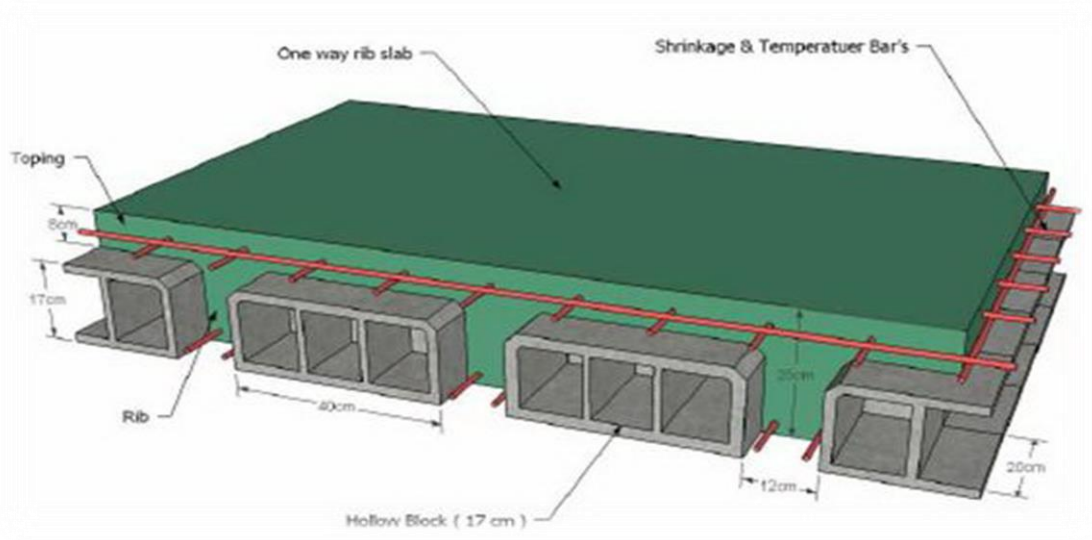
3-6-1 العقدات:

تصنف العقدات الى عدة انواع وهي:

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(one way solid slab).
4. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (two way solid slab).

3-6-1-1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

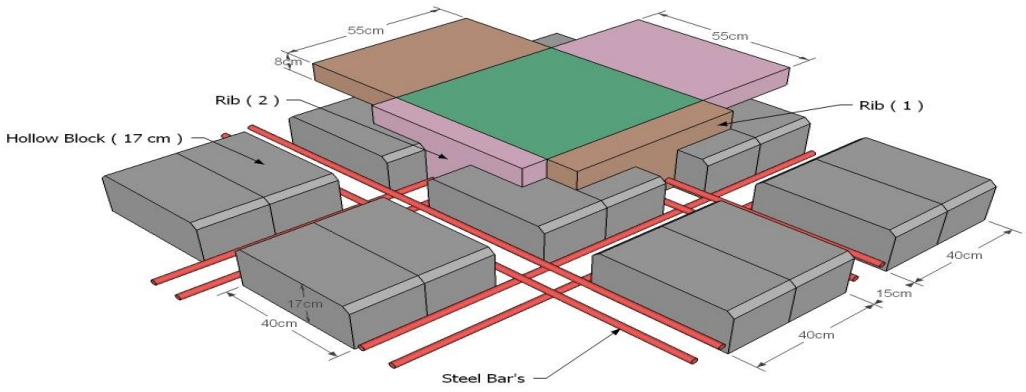
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-2):



الشكل (3 – 2) العقدات ذات العصب الواحد .

3-1-6-2 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

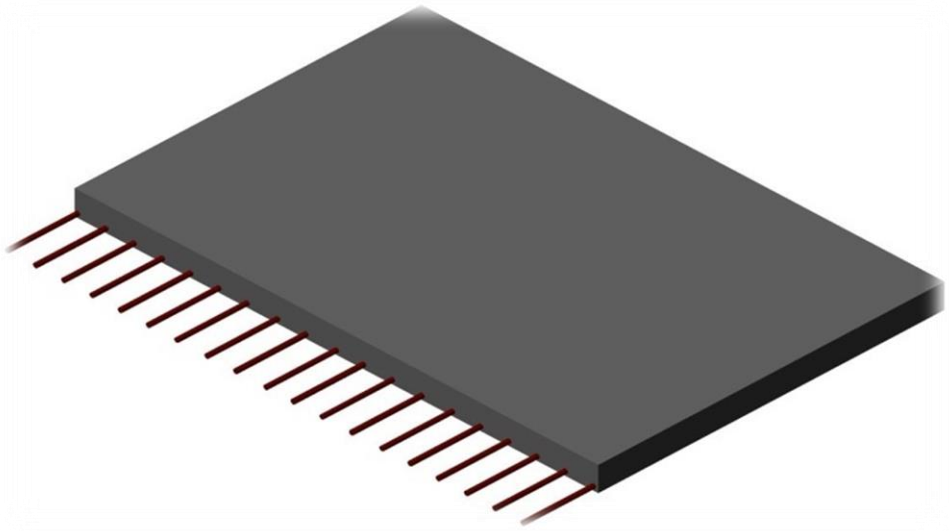
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-3):



الشكل (3 – 3) العقدة ذات العصب باتجاهين .

3-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

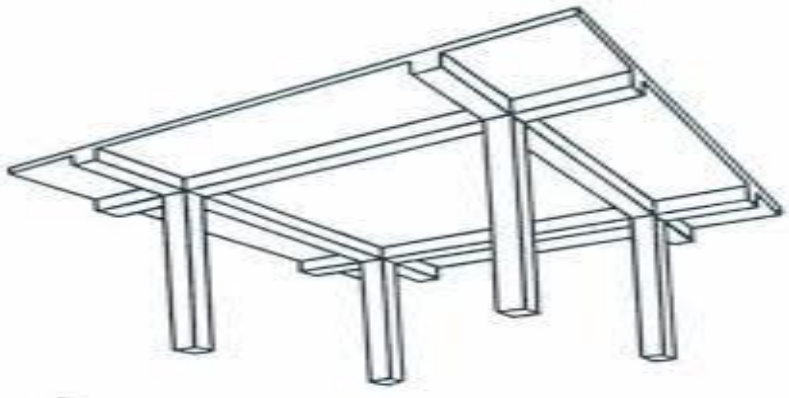
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية ويكون التسليح في اتجاه واحد فقط ولا بد من التسليح الثانوي في الاتجاه الطويل حسب الكودات المعتمدة , كما في الشكل (3-4):



الشكل (3 - 4) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

4-1-6-4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

. هو التسليح الذي يكون في الاتجاهين معناه ان البلاطة تنقل احمالها في الاتجاهين بنسب معينة حسب الطول والعرض.



الشكل (3 - 5) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين

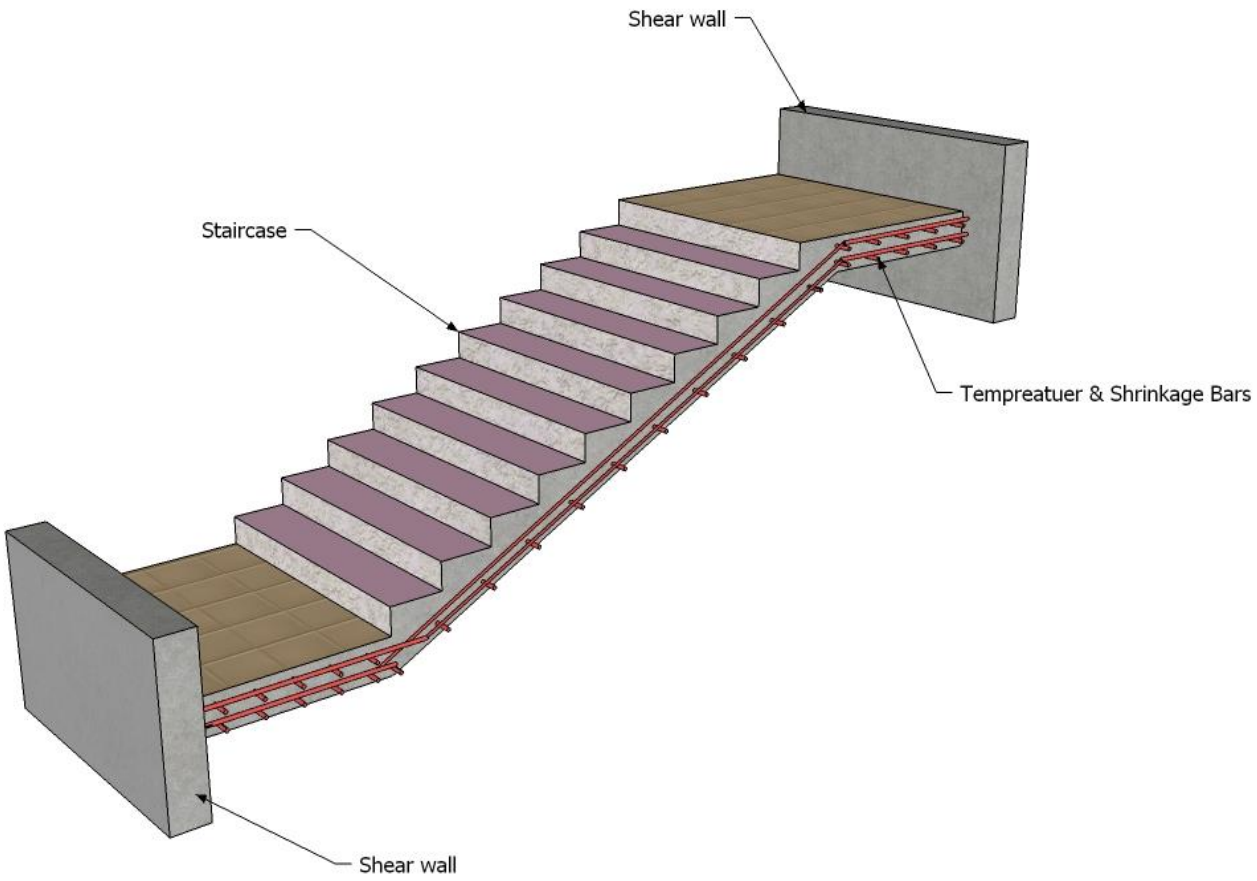
ويحتوي المشروع على نوعين من العقدات :

1.عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

2.العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(one way solid slab).(المتمثلة في عقدة بيت الدرج).

3-6-2 الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى ، الشكل (3-6).



الشكل (3 – 6) :- الدرج .

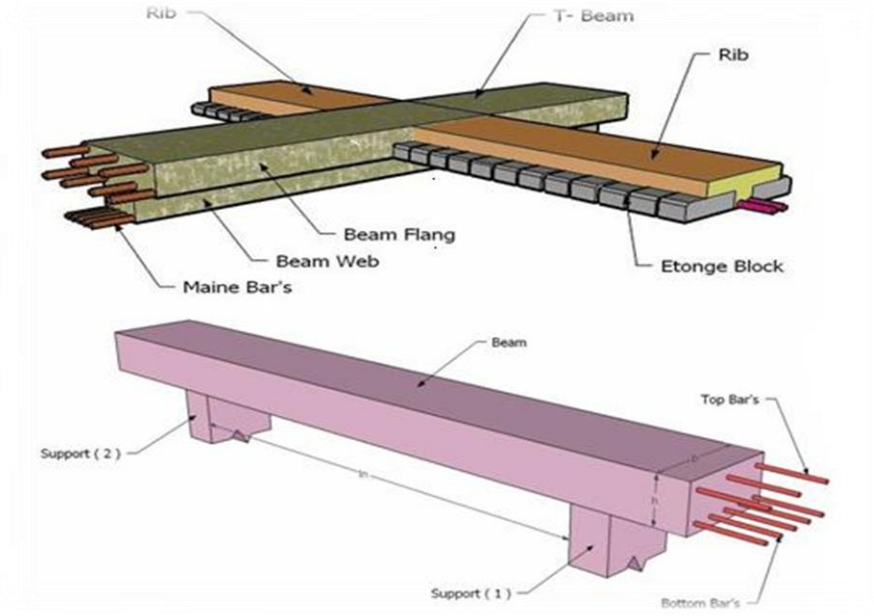
3-6-3 الجسور:-

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

1- جسور (Rectangular).
2- وجسور (T-section) .
3- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالاساور لمقاومة قوى القص.

والشكل (3_7) يبين انواع الجسور.

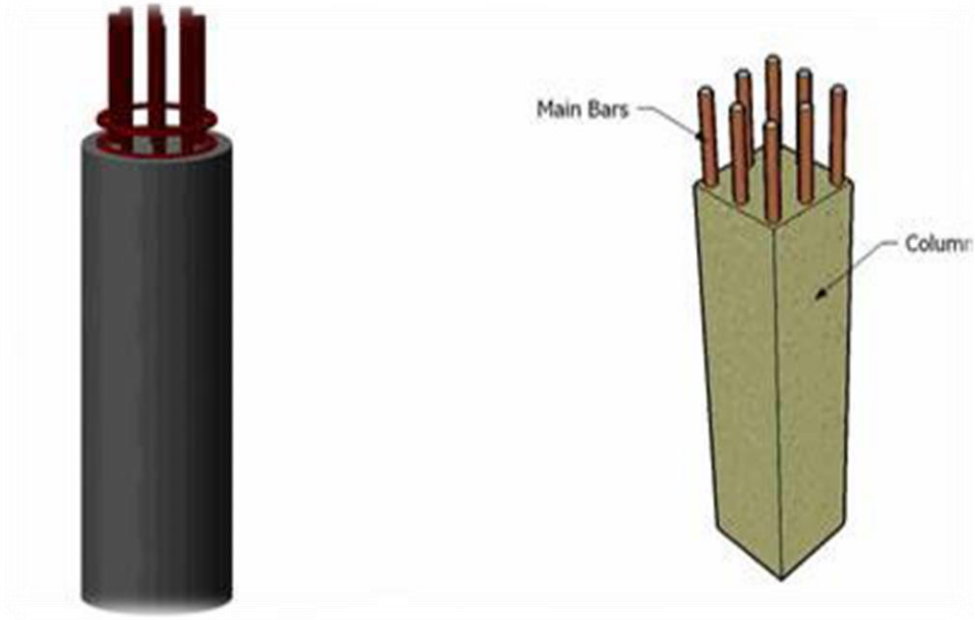


الشكل (3 – 7) : - أنواع الجسور المستخدمة في المشروع .

3-6-4 الأعمدة:

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ , حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور , وتنقلها 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 الإنشائي:

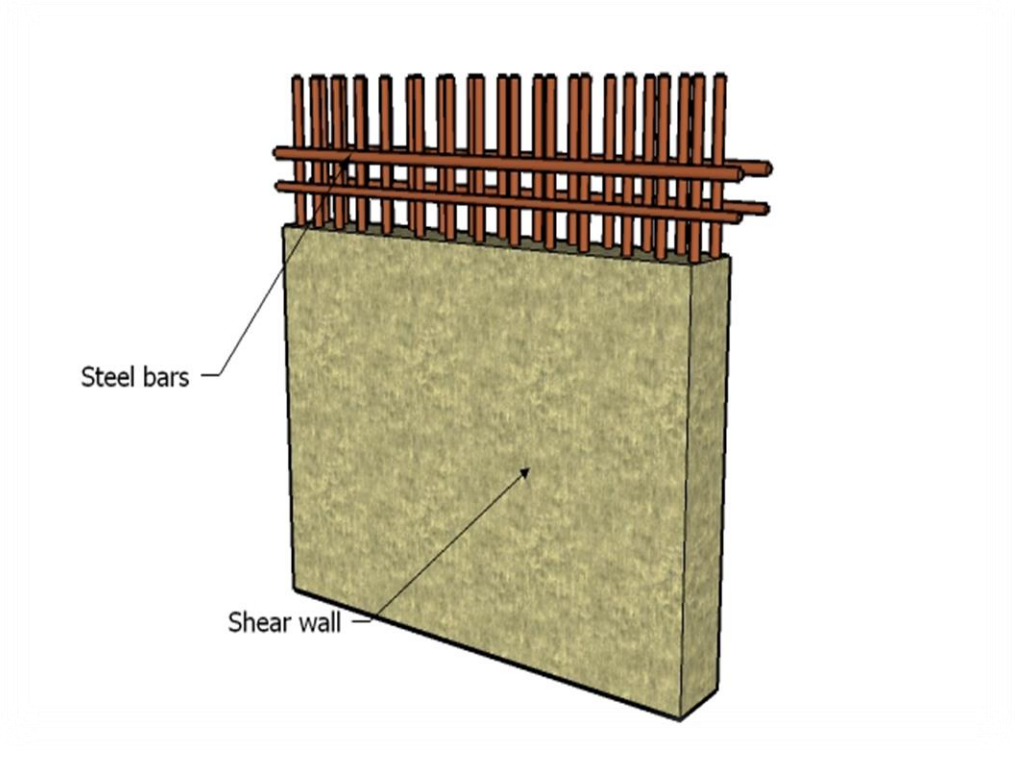
1- الأعمدة القصيرة (short column).
2- الأعمدة الطويلة (long column).



الشكل (3 – 8) : - أنواع الأعمدة .

3-6-5 جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت 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 كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (3-9).

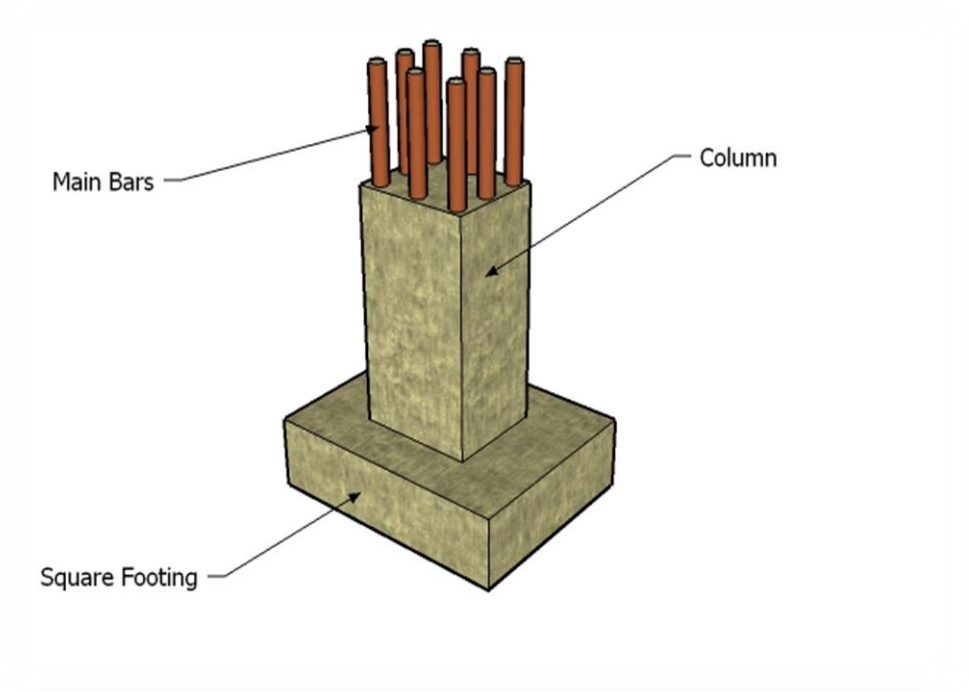


الشكل (3-9) جدار قص .

3-6-6 الأساسات:

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 ضغط, وهي على عدة أنواع كما يلي:-

1- أساسات منفصلة (Isolated footing).
2- أساسات مزدوجة (Compound footing).
3- أساسات شريطية (Strip footing).



الشكل (3 –10) أساس مفرد .

7-3 فواصل التمدد (Expansions Joints)

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالجدران الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

3-8 النظام الميكانيكي للمبنى:

تم تزويد المبنى بشبكة فتحات (Ducts) داخلية وخارجية موزعة على كامل مساحة المدرسة , لأهداف عديدة منها :

1. التهوية (Ventilation) .
2. نظام التكييف (HVAC) : ويتم من خلاله توزيع الهواء البارد والتدفئة لجميع أرجاء المدرسة .
3. التمديدات الكهربائية والميكانيكية(MEP Sheft).
4. الصرف الصحي (Drainage) .

حيث يتم توصيل هذه (Ducts) خلال فتحات بسقف المبنى في حالة الفتحات الداخلية.

3-9 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2007) For Text Edition
3. Excel
4. Atir 12
5. Safe

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4.1* Introduction.

4.2* Design method and requirements.

4.3*Slabs thicknesses calculations.

4.4* Design of topping slab.

4.5* Design of one way ribbed slab (R2).

4.6* Design of Beam (B3).

4.7* Design of one way solid slab.

4.8* Design of two way solid slab.

4.9*Design of long column (C6).

4.10* Design of Isolated Footing (F22).

4.11* Design of Stairs.

4.12* Design of Shear wall.

4.13*Design of footing and shear design (s1).

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/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

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 multiplied by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.
This load is 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,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:

The statically calculations and the key plans depends on the architectural plans. The design of the structural elements is based on the followings:

- ✓ Code : ACI 2008 (American Concrete Institute)
  UBC (Universal Building Code)

- ✓ Materials :

  Concrete: B300…. $fc' = 30N/mm^2\,(MPa)$ For cubical specimens

  But for cylindrical specimens ($fc' = 35*0.8 = 24MPa$).

  Reinforcement steel: The specified yield strength of the reinforcement is FY = 420 N/mm² (MPa).

- ✓ **Factored loads:**

The factored loads for members in this project are determined according to **ACI-code-318-08(9.2.1) as:**

$$W_u = 1.2\,D_L + 1.6\,L_L$$

*4.3 *Slabs Thicknesses calculations:-*

According to ACI-Code-318-08 table 9.5(a), the minimum thickness of non- prestressed beams or one way ribbed slabs unless deflections are computed are calculated as follow:

$L_n/18.5$ For one-end continuous.

$L_n/21$ For both ends continuous.

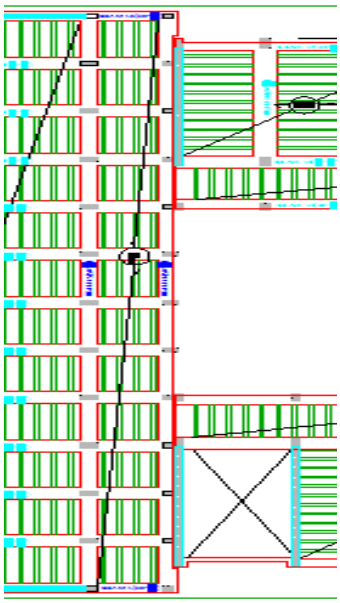


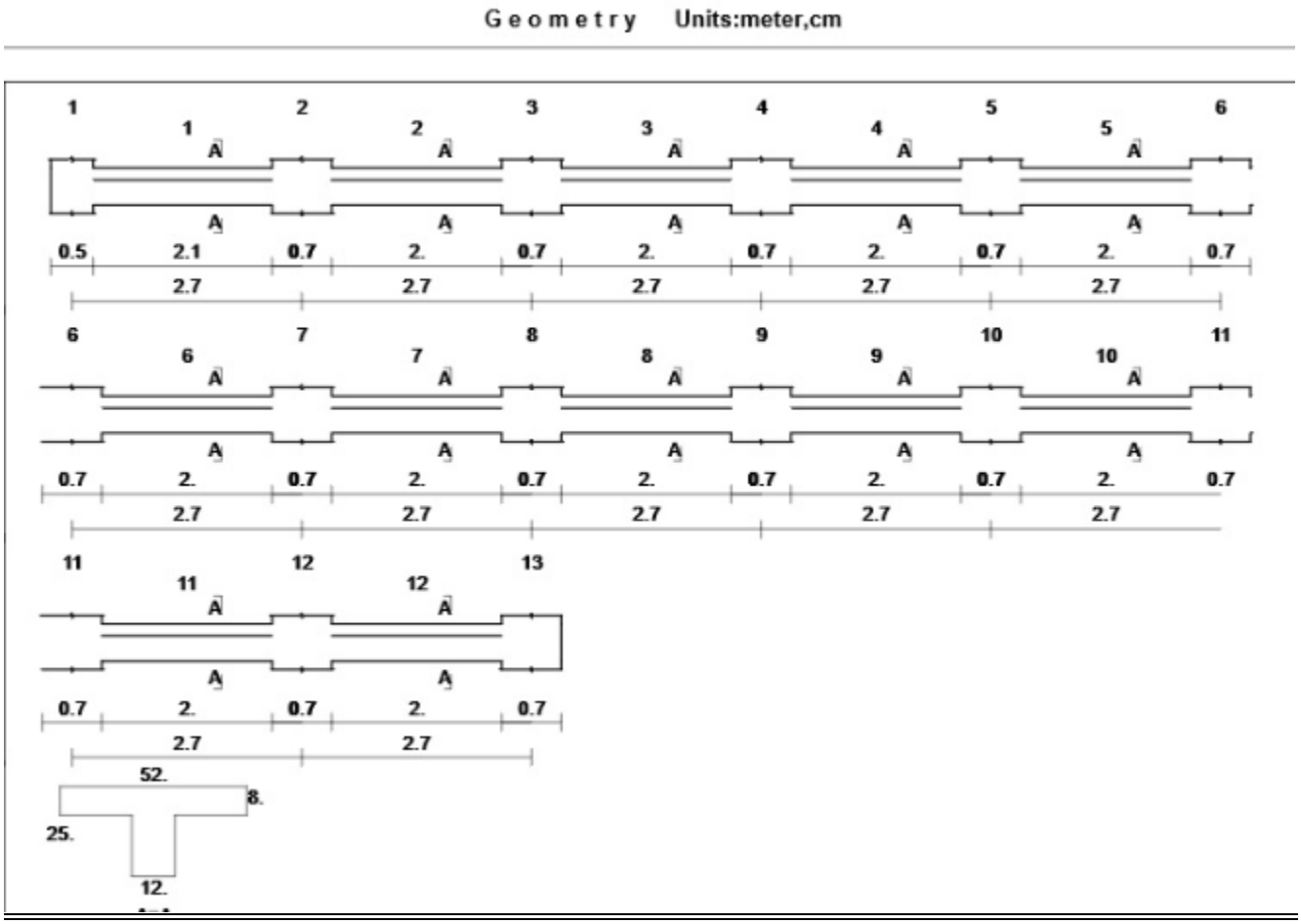
Fig 4.1: One way Ribbed slab (R2).

✓ **Statically system for (R 2)** :

The minimum required thickness is:

$\frac{L}{18.5} = \frac{2700}{18.5} = 146$ mm for end continuous supported.

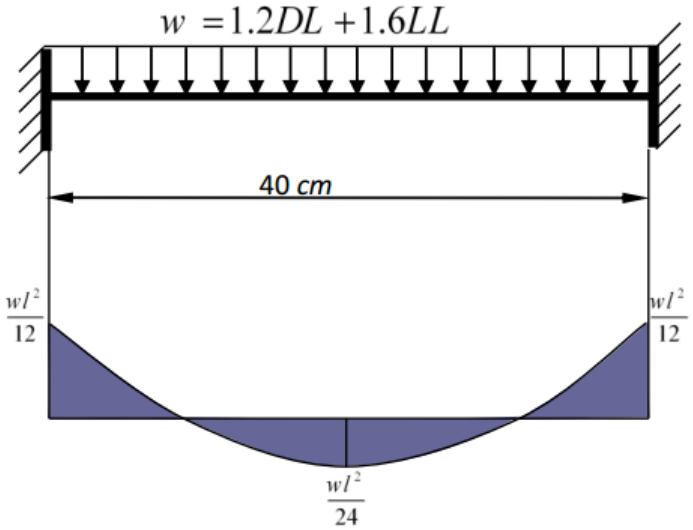
Select h_{min} = 250mm



4.4 Design of topping slab:

✓ **Statically system for topping slab:**

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



✓ **Load calculations:**

Dead load calculations:

Dead load from:	δ×γ×1	KN/m
Tiles	**0.03**×23×1	**0.69**
Mortar	**0.02**×22×1	**0.66**
Coarse sand	**0.07**×16×1	**1.12**
Topping	**0.08**×25×1	**2**
Interior partitions	1×1	**1**
	∑	**5.25**

Table (4-1) calculations of dead load of toping slab

Live load:-

L_L =4.5KN/m^2 ⟶ L_L =4.5 KN/m^2 × 1m= 4.5KN/m.

Factored load:

W_U = 1.2 ×5.25+ 1.6×4.5 =13.5 KN/m.

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

$M_n = 0.42\,\lambda\sqrt{f'_c}\,S_m$ (**ACI** 22.5.1, equation 22-2).

$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000\times80^2}{6} = 1066666.67\ mm^2.$

$\phi M_n = 0.55\times.42\times\sqrt{24}\times1066666.67\times10^{-6} = 1.207$ KN.m.

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.18\ KN.m$ (negative moment).

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.09 KN.m$ (positive moment).

$\phi M_n >> M_u = 0..18\ KN.m$

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

$\rho_{shrinkage} = 0.0018$ **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho\times b\times h_{topping} = 0.0018\times1000\times80 = 144\ mm^2/m.$

Spacing(s) is the smallest of:

- 3h = 3×80 =240 mm. ***controls (*****ACI 10.5.4)**.
- 450mm.
- $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5\ .20 = 330mm$ but

$S \leq 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 300mm$ **ACI 10.6.4**

Use ø8 @ 200 mm in both directions, S = 200 mm < S_{max} = 240 mm …. OK.

4.5 Design of one way Rib slab(R 2):

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

$b_w \geq 10$cm……

……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

$h \leq 3.5*b_w$ …….…….. ACI (8.13.2)

Select h=25cm<3.5*12=42cm

$t_f \geq L_n/12 \geq 50mm$ …….ACI(8.13.6.1) Select t_f=8cm

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

-$b_e \leq \frac{L}{4} = \frac{2200}{4} = 550\ mm$ L, is the clear span of the rib.

-$b_e \leq b_w + 16h_f = 120+16\times80 = 1400$ mm.

-$b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 520 mm. Controls

✓ **Statically system and Dimensions.**

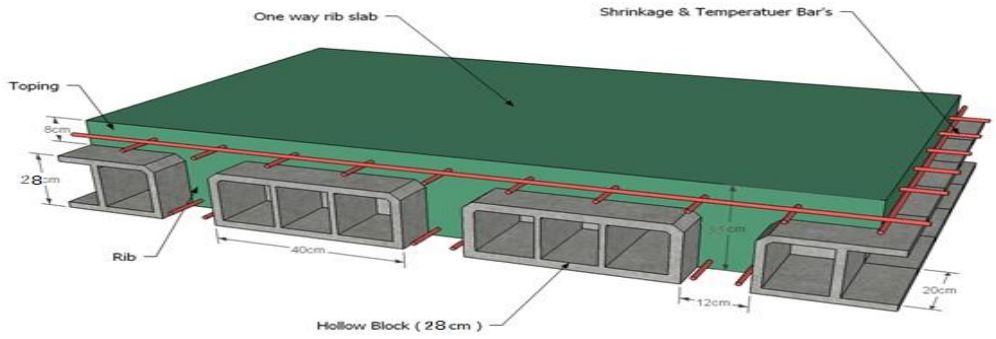


Fig 4.2: One way Ribbed slab (R2).

✓ Load calculations:

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Tiles	0.03×23×0.52	0.3588
Mortar	0.02×22×0.52	.2288
Coarse sand	0.07×16×0.52	0. 5824
Topping	0.08×25×0.52	1.04
Interior partitions	1×0.52	.52
RC rib	0.17×25×0.12	.51
Hollow Block	0.17×9×0.4	.612
Plaster	0.02×22×0.52	.2288
	∑	4.081

Table (4-2) calculation of the Dead load for (R2)

Live load:

Live load /rib = 4.5KN/m^2 × 0.52m = 2.34 KN/m.

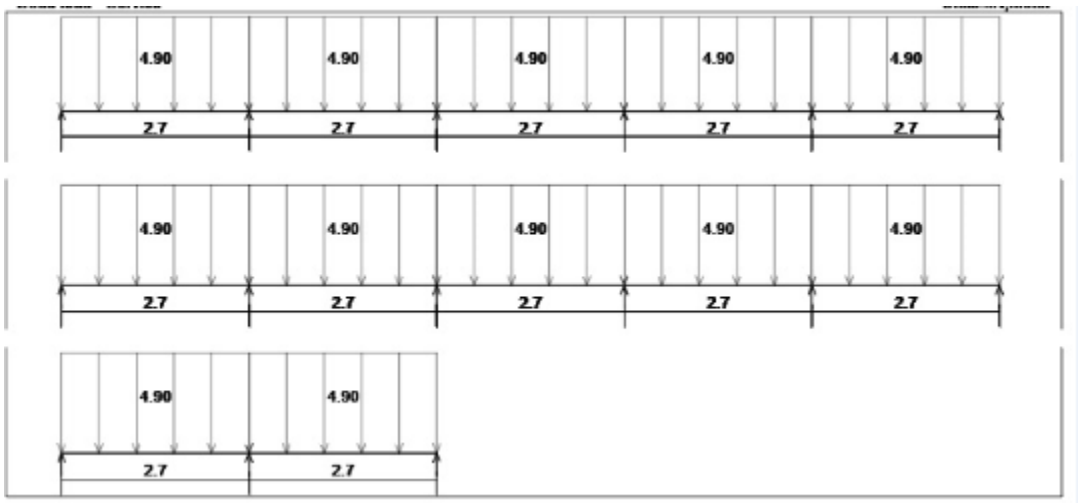
Factored load:

D_u = 1.2 ×4.081 = 4.9KN/m.

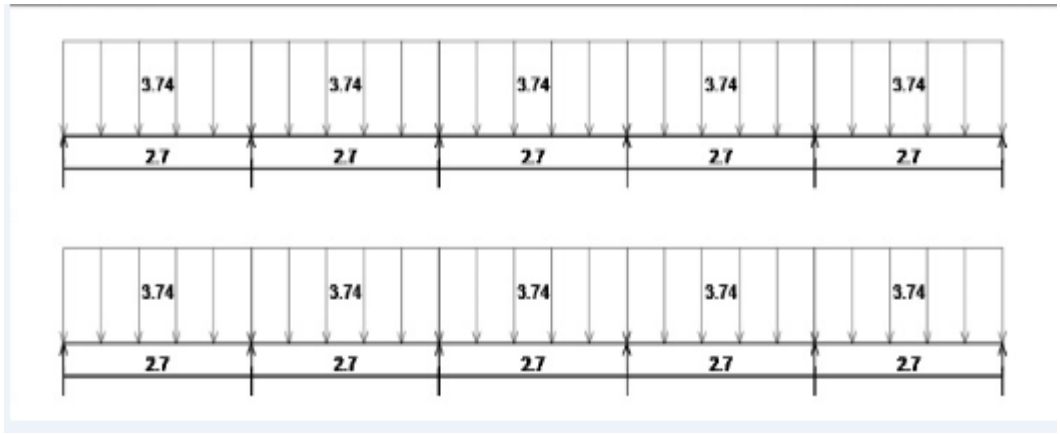
L_u = 1.6 ×2.34 = 3.74 KN/m. m

W_u = 8.644 KN/m.

Factored Dead Load.

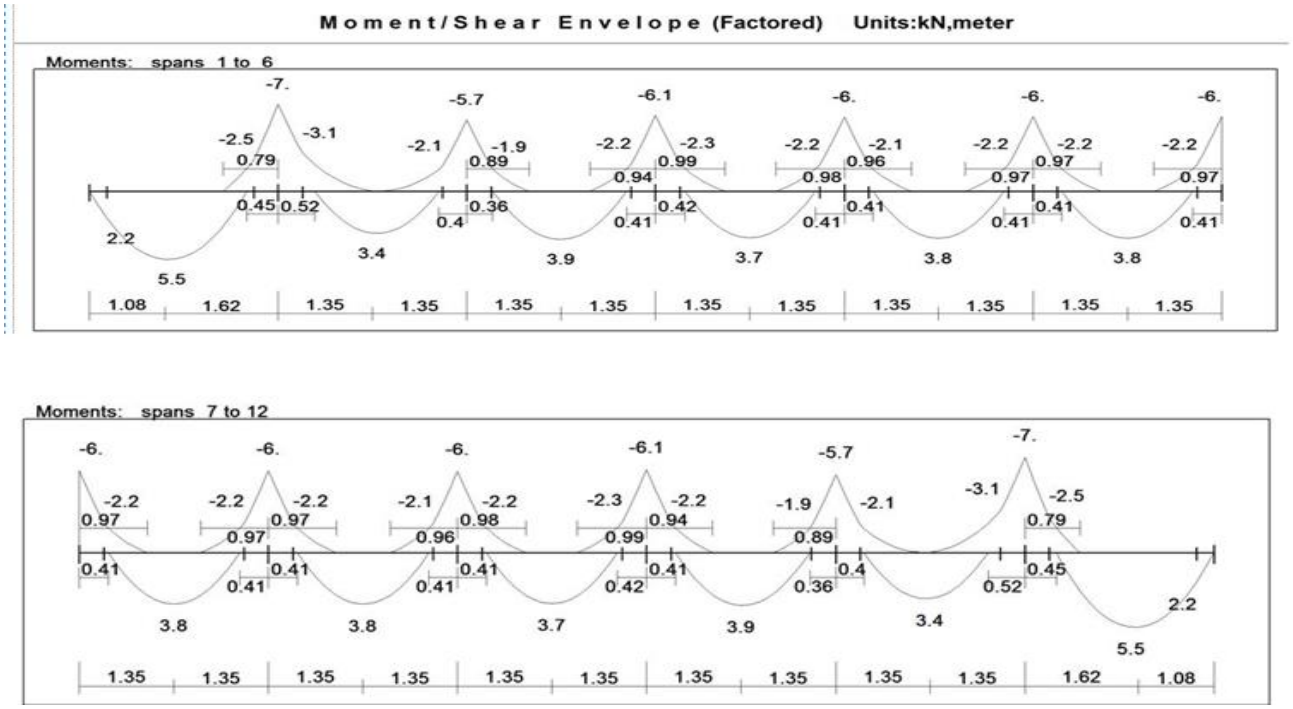


Factored Live Load.



✓ Flexural Design for Rib (R 2):

Moment for rib R2:



Design of span (2-11):

Design for positive moment:

M_u = 3.6KN.m.

Assume bar diameter 12 mm for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\ mm.$

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

$M_{nf} = 0.85.f'_c.b_e.h_f.(d - \frac{h_f}{2}) = 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(214 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 147.66\ KN.m$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi}$= 4.33KN.m, the section will be designed as **rectangular section** with b_e = b = 520mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{4.33\times10^6}{520\times214^2} = 0.1818\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.1818}{420}}\right) = 0.000435$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.000435 \times 520 \times 214 = 48.407\ mm^2$

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

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

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

*$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 214 = 74.9\ mm^2$

*$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 214 = 85.6\ mm^2$ ***Control***s

$A_{s,\ required}$ = 85.6 mm^2.

Use 2ø10, $A_{s,provided}$=157.08 mm^2 > $A_{s,required}$ = 85.6 mm^2. **Ok**

$S = \frac{120-40-20-(2*10)}{1} = 40mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Design for span (1&12):

Design for positive moment:

M_u = 5.5KN.m.

Assume bar diameter ø12 for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\ mm.$

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

$M_{nf} = 0.85.\ f_c'.\ b_e.\ h_f.\ (d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(214 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 147.66\ KN.m$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi}$= 6.11KN.m, the section will be designed as **rectangular section**with b_e = b = 520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{6.11\times10^6}{520\times214^2} = 0.256\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.256}{420}}\right) = 0.000615$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.000615 \times 520 \times 214 = 68.4\ mm^2$

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

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

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

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 214 = 74.9\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 214 = 85.6\ mm^2$ ***Control***

$A_{s,required}$=85.6 mm^2.

Use 2ø10, $A_{s,provided}$=157.08 mm^2> $A_{s,required}$ = 85.6 mm^2. **Ok**

$S = \frac{120-40-20-(2*10)}{1} = 36mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{157.08\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.317mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{214-7.317}{7.317}\right) = 0.084741 > 0.005$$ ***0k***

Design for moment over support (1&11):

Design for negative moment:

M_u = -3.1 KN.m.

Assume bar diameter 12 mm for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\ mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{3.1\times10^6}{0.9\times120\times214^2} = 0.63\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.63}{420}}\right) = 0.00152$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00152×120×214 =39mm^2

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

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

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

1- $A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 120\times214 = 74.9\ mm^2$

2- $A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120\times214 = 85.6\ mm^2$ ***Control***

$A_{s,required}$= 85.6>39 mm^2.

Use 2ø10, $A_{s,\ provided}$=157.08 mm^2> $A_{s,required}$ =85.6 mm^2. **Ok**

$S = \frac{120-40-20-(2*10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.08\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.706\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{214-31.706}{31.706}\right) = 0.0172 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design for negative moment over support (2-10):

M_u = -2.3 KN.m.

Assume bar diameter ø12 for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\ mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{2.3\times10^6}{0.9\times120\times214^2} = 0.47\ Mpa.$

m$= \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

ρ$= \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.47}{420}}\right) = 0.00112$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00112 ×120×214 =28.8 mm^2

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

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

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

1- $A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 214 = 74.9\ mm^2$

2- $A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 214 = 85.6\ mm^2$ ***Control***

$A_{s,required}$= 85.6>28.8 mm^2.

Use 2ø10, $A_{s,provided}$=157.08 mm^2> $A_{s,required}$ =85.6 mm^2. **Ok**

$S = \frac{120-40-20-(2*12)}{1} = 36\ mm > d_b = 10 > 25\ mm$ ***OK***

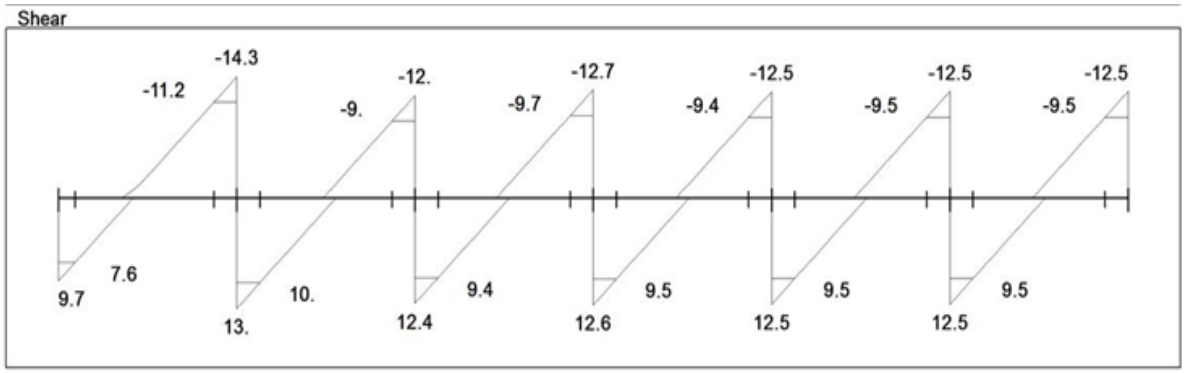
Check for strain:

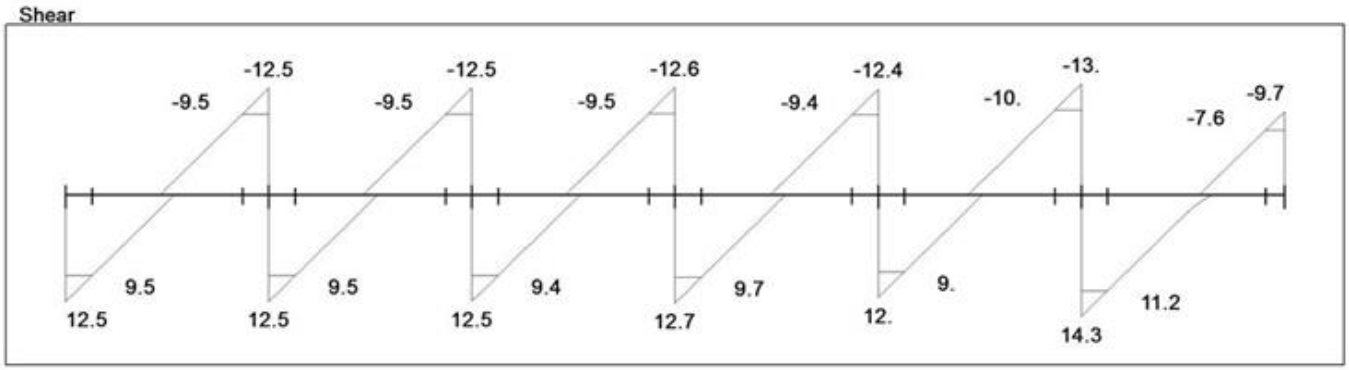
$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{157.08\times420}{0.85\times120\times24} = 26.95\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.706\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{214-31.706}{31.706}\right) = 0.0172 > 0.005$$ ***0k***

Shear Design for rib (R 2):





$V_{u\,max}$ = 11.2 KN

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

$V_c = \frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 214 \times 10^{-3} = 23.06\ KN$

ø V_c =0.75×23.06 =17.3 KN > Vu =11.2 KN.

No shear reinforcement is required.

4.6 Design of Beam (B 3):

✓ **Dead load calculations:**

Total dead load on beamB3

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Tiles	**0.03×23×0.7**	**0.483**
Mortar	**0.02×22×0.7**	**0.31**
Coarse sand	**0.07×16×0.7**	**0.784**
Plaster	**0.02×22×0.7**	**0.31**
Interior partitions	**1×0.7**	**0.7**
RC BEAM	**0.5×25×0.7**	**8.75**
	$\sum$	**11.34**

Table (4-3) calculation of the Dead load for (B3).

Reaction from rib R2

Reactions
Factored

DeadR	5.22	15.	12.76	13.36	13.2	13.24	13.23
LiveR	4.52	12.23	11.66	11.91	11.77	11.78	11.78
Max R	9.73	27.23	24.42	25.27	24.97	25.02	25.
Min R	4.68	19.66	16.48	17.6	17.37	17.45	17.43

Reaction from rib R1

Reactions
Factored

DeadR	5.22	15.	12.76	13.36	13.2	13.24	13.23
LiveR	2.51	6.8	6.48	6.62	6.55	6.55	6.55
Max R	7.73	21.81	19.24	19.98	19.74	19.79	19.77
Min R	4.92	17.59	14.83	15.72	15.52	15.58	15.56

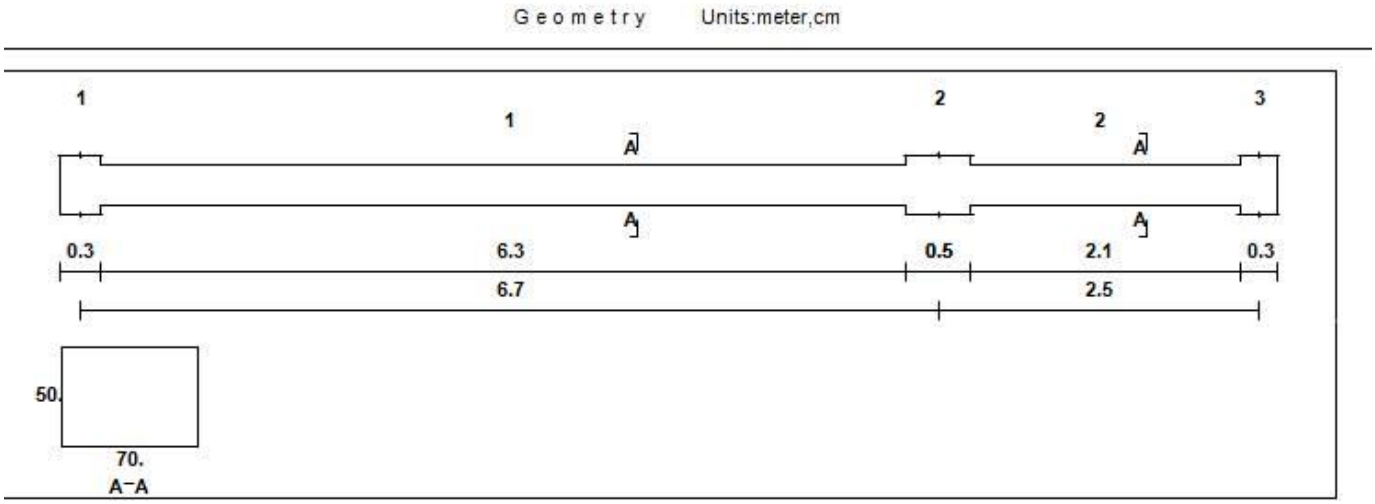
Dead load from self-weight of beam = 11.34 × 1.2 = 13.6 KN/m.

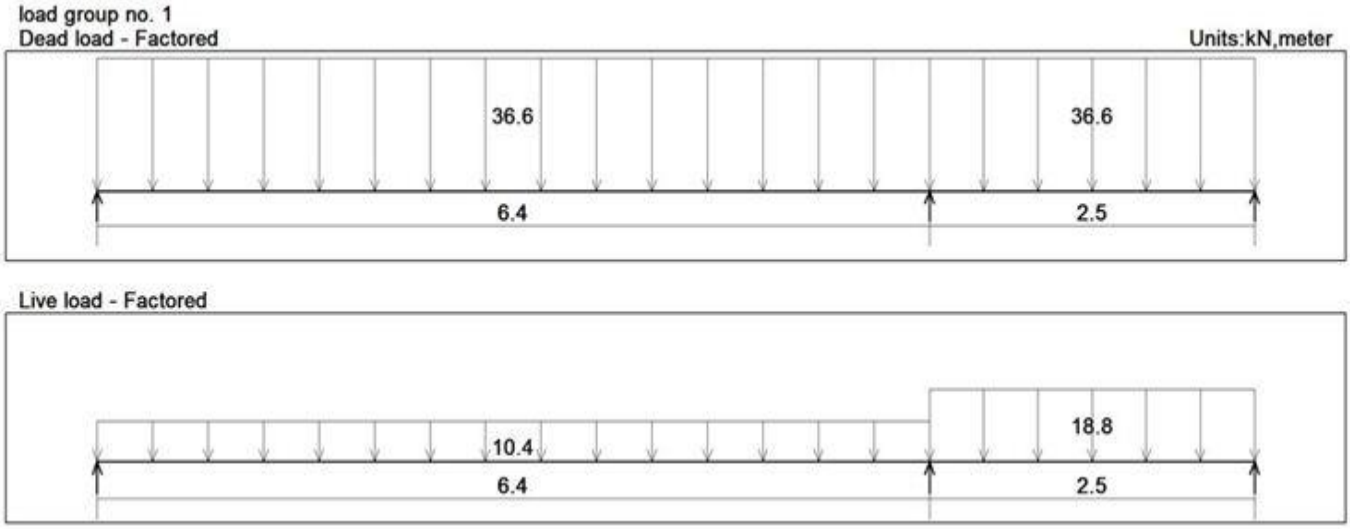
Total dead load = $\frac{12.76}{0.52}$ +12.456 =36.686 KN/m.

Live Load on corridor (span2) = 4.5× 1.6 + 11.66 = 18.86 KN/$m^{2.}$

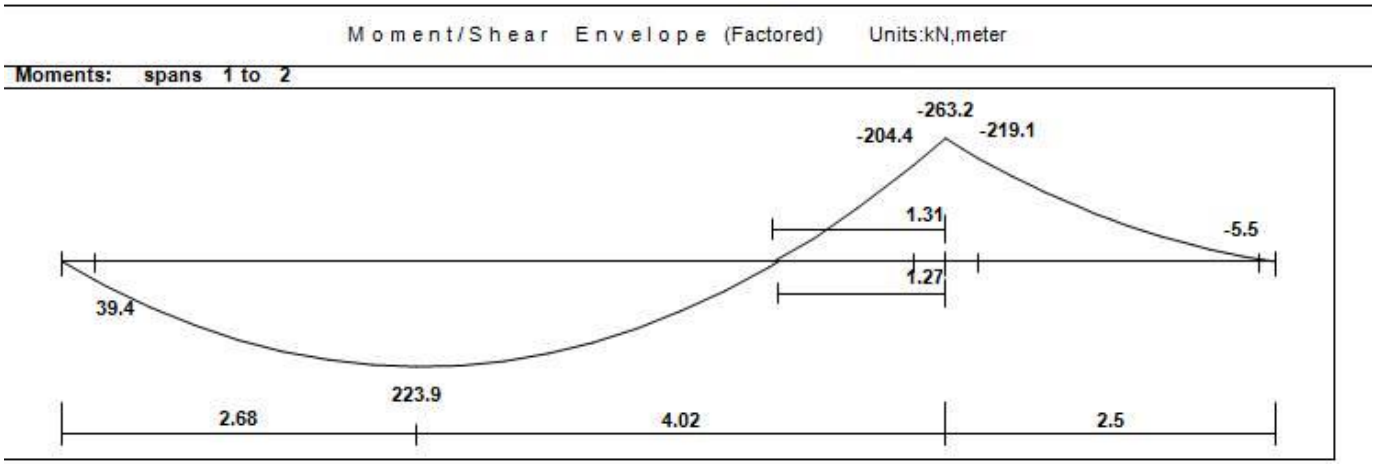
Live Load on class rooms (span1) =2.5× 1.6 + 6.48 =10.48.

Statically system and Dimensions for Beam B3:





✓ Flexural Design for Beam (B3):



Design for positive moment for beam B3 :

Span 1:

Max positive moment =223.9 KN/m.

Assume bar diameter 20 mm for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 500 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 440\ mm.$

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

$M_{nf} = 0.85.\ f_c'.b.h_f.(d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 700 \times 500 \times \left(440 - \frac{500}{2}\right) \times 10^{-6} = 1356.6\ KN.m$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\varphi}$= 248.78KN.m, the section will be designed as **rectangular section**

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{223.9 \times 10^6}{0.9 \times 700 \times 440^2} = 1.835\ Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.835 \times 20.6}{420}}\right) = 0.0046 > \rho_{min} = 0.00033$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0046×440×700 = 1416.8 mm^2. ***Control***

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

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

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

4 $A_{s,min}$ =$0.25\frac{\sqrt{24}}{420}700 \times 440 = 899.15\ mm^2$

5 $A_{s,min}$ =$\frac{1.4}{420}700 \times 440 = 1026.7\ mm^2$

$A_{s,required}$=1416.8 mm^2.

Use 5ø18, $A_{s,provided}$ =1527 mm^2> $A_{s,required}$ = 1416.8 mm^2. **Ok**

S = $\frac{700-80-20-(5*18)}{4} = 127.5mm > d_b = 18$

$> 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1527\times420}{0.85\times700\times24} = 44.9\ mm.$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{44.9}{0.85} = 52.83\ mm.$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{440-52.83}{52.83}\right) = 0.022 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

Design for Negative moments:

Over Support 2:

M_u = 219.1 KN.m..

Assume bar diameter 20 mm for main negative reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 500 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 440\ mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{219.1 \times 10^6}{0.9 \times 700 \times 440^2} = 1.80\ Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1..8}{420}}\right) = 0.00448$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00393 ×700×440 = 1381.11mm^2. ***Control***

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

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

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

1- $A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 700 \times 440 = 899.15\ mm^2$

2- $A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 700 \times 440 = 1026.7\ mm^2$

$A_{s,required}$=1381.11 mm^2.

Use 6ø14 , $A_{s,provided}$ =1526.8 mm^2> $A_{s,required}$ = 1381.11 mm^2. **Ok**

$S = \frac{700 - 80 - 20 - (6*14)}{5} = 127.5\ mm > d_b = 18$

$> 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:

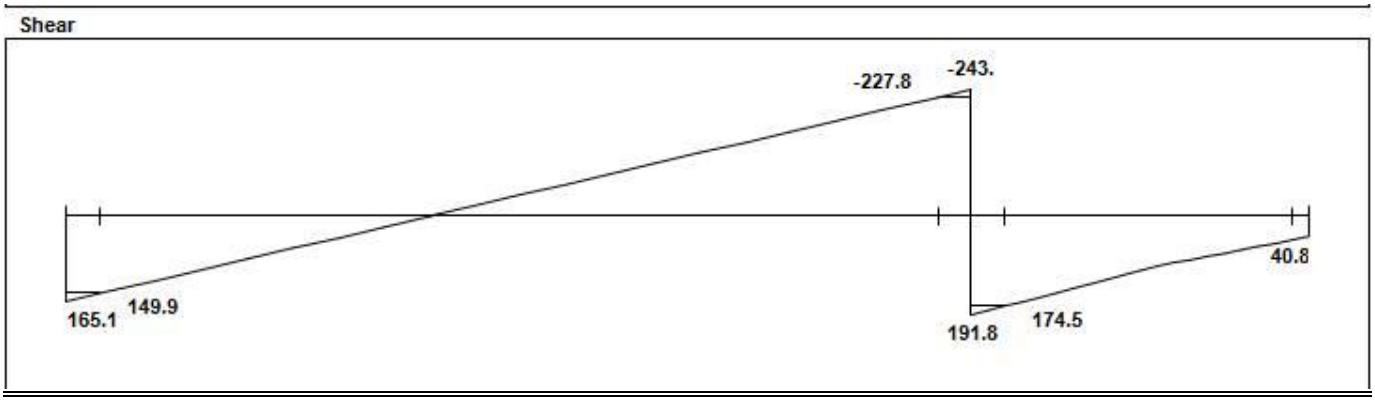
Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1527\times420}{0.85\times700\times24} = 44.9\ mm.$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{44.9}{0.85} = 52.83\ mm.$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{440-52.83}{52.83}\right) = 0.022 > 0.005$ **0*k***

Shear Design for beam (B3):



$V_{u\ max}$ =227.8N

$V_c = \frac{1}{6}\ \lambda\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{6}\sqrt{24}\ \times 700\times440\times10^{-3} = 251.5\ KN$

ø V_c =0.75×251.5 =188.61 KN.

Shear reinforcement is required.

ø V_c < V_c

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

Provide minimum shear reinforcement

$V_{s,min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 7000 * 440 * 10^{-3} = 94.3$ KN.

$\phi V_{s,min} = 70.73$ KN

$\geq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 700 * 440 * 10^{-3} = 102.7$KN

$\phi V_{s,min} = 70.73$…….. control

$\phi V_c = 188.61$ KN $< V_u = 227.8$ KN $\leq \phi(V_c + V_{s,min}) = 259.34$ KN

For use ϕ10 – 2legs

$$s = \frac{Av * fyt * d}{Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc} = \frac{157.07 * 420 * 440}{52.2} * 10^{-3} = 307\ mm$$

S $\leq \frac{d}{2} = \frac{440}{2} = 220$ mm.

$\leq$ 600 mm.

∴ Use 2 Leg Φ10@ 20 Cm C/C

4.7Pos: Design of one way solid slab.

NOTE:

- ✓ *B300…. $fc' = 25N/mm^2 (MPa)$
- ✓ The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}
- ✓ Live Load (LL) = 5 KN/m²

✓ Load calculations:

Dead load calculations:

Dead load from:	δ×γ	KN/m
Slab	**0.15×25×1**	**3.75**
Plaster	**0.02×22×1**	**0.44**
	∑	**4.19**

Table (4-4) calculation of the one way solid slab Dead load for (S1)

Dead load:

Dead load =4.19 KN/m^2.

Live load:

Live load = 5 KN/m^2.

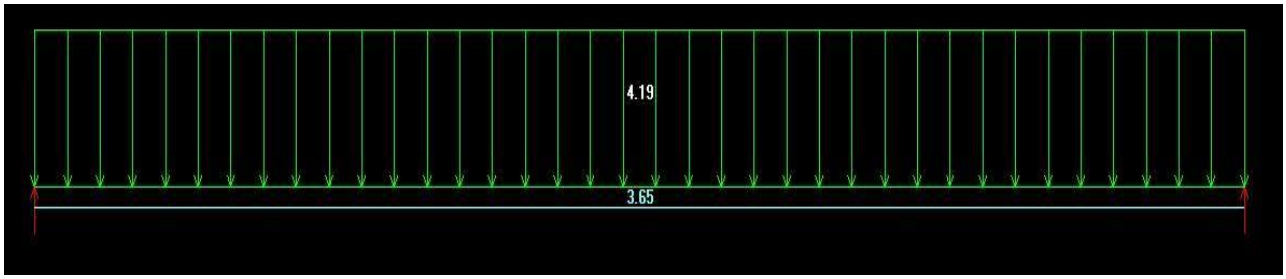
Factored load:

D_u = 1.2 ×4.19 = 5.028 KN/m.

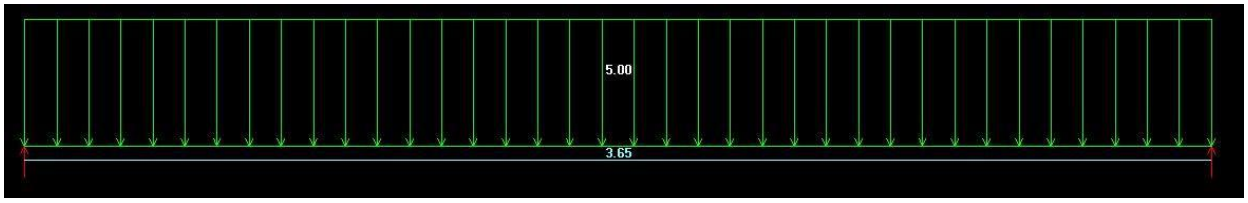
L_u = 1.6 ×5= 8 KN/m.

W_u = 13.028 KN/m.

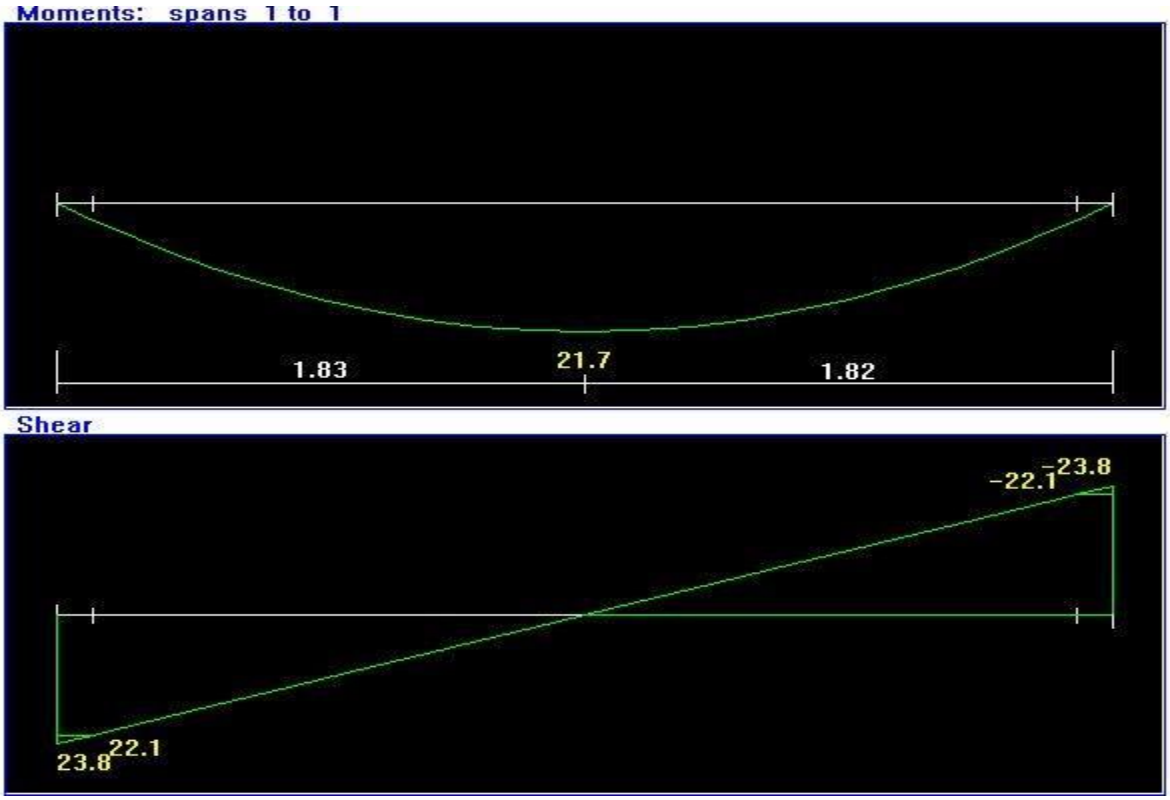
Dead load service



Live load service



✓ **Flexural Design for (S1):**



For shear:

check whether thickness is adequate for shear:

$V_{u,\max}$ **= 22.1 KN/ 1m strip**

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 150 - 20 - \frac{12}{2} = 124\ mm.$

ΦVc= $\frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d$

= $\frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{25} * 1000 * 124$ = 77.5 KN / 1 m strip

$\frac{1}{2}$ ΦVc = $\frac{77.5}{2}$ = 38.75KN/1m strip

$V_{u,\max}$ **= 22.1 KN/ 1m strip <ΦVc**

The thickness of the slab is adequate.

Design for positive moment.

M_u = 21.7KN.m.

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement.

d =h- cover $- \frac{d_b}{2} = 150 - 20 - \frac{12}{2} = 124\ mm.$

the section will be designed as **rectangular section** b = 1000 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{21.7 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 124^2} = 1.57\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 1.57}{420}}\right) = 0.00389$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00389 \times 1000 \times 124 = 482\ mm^2/m$ ***Control***

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

$A_{s,min} = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270\ mm^2/m$

$A_{s,required} = 482\ mm^2/m$.

Use ø 12/ 20 cm , $A_{s,provided} = 565\ mm^2/m > A_{s,required} = 482\ mm^2/m$. **Ok**

step (s) is the smallest of :-

$\leq 380 (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

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

$\leq 300 (\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300$ mm (control)

$\leq 3 * h = 3 * 150 = 450$ m

≤ 450 mm.

∴Use Φ12 @ 20 cm C/C in main directions.

(Temperature and Shrinkage) :

$\rightarrow \rho = 0.0018$

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm^2$ (control)

Use Φ10@ 20 mm

step (s) is the smallest of :-

$\leq 5 * h = 5 * 150 = 750$ m

$\leq$ 450 mm. (Control)

- Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * Fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$565 * 420 = 0.85 * 25 * 1000 * a$$
$$a = 11.167m$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.167}{0.85} = 13.138mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{124 - 13.138}{13.138} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.03 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.8Pos: Design of two way solid slab:

Dead load calculations:

For 1m strip

Dead load from:	δ×γ	KN/m
Slab	**0.25×25×1**	**6.25**
Plaster	**0.02×22×1**	**0.44**
	∑	**6.69**

Table (4-4) calculation of the Dead load two solid slab (S2)

Dead load:

Dead load =6.69 KN/m^2.

Live load:

Live load = 5 KN/m^2.

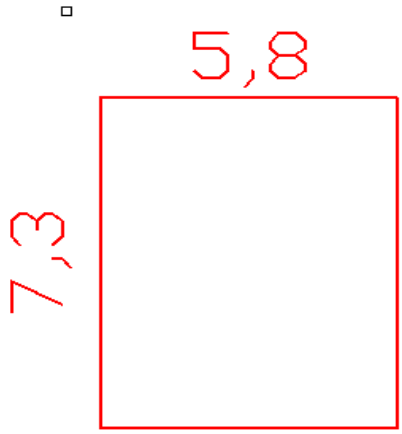
Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*6.69 = 8.028KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m^2.

W = 8.025 + 8 = 16.025KN/m^2

Statically system for S19



✓ Flexural Design for (S19) :

Moment's calculations:-

$M_a = C_a\ wl_a^2\ b$ and $M_b = C_b\ wl_b^2\ b$

L_a/L_b = 5.8/7.3 = 0.79 …….Case 1

***Negative moments:**

Short direction

$C_{a,neg}(l_a/l_b=0.79) = 0$

$M_{a\text{-}ve}=C_a*W*L_a^2*b$= 0.00 KN.m

Long direction

$C_{b,neg}(l_a/l_b=0.79) = 0$

$M_{b\text{-}ve}=C_b*W*L_b^2*b = 0.00 kN.m$

Positive moments :

Short direction

$C_{a,D}(l_a/l_b=0.95) = 0.056$

$M_{a+ve,D}=C_a*W*L_a^2*b = 0.056*8.025*5.8^2*1 = 15.11 KN.m$

$C_{a,L}(l_a/l_b=0.79) = 0.056$

$M_{a+ve,L}=C_a*W*L_a^2*b = 0.056*8*5.8^2*1 = 15.07 KN.m$

$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D} = 30.18 KN.m$

Long direction

$C_{b,D}(l_a/l_b=0.79) = 0.023$

$M_{b+ve,D}=C_b*W*L_b^2*b = 0.023*8.025*7.3^2*1 = 9.84 KN.m$

$C_{b,L}(l_a/l_b=0.79) = 0.023$

$M_{b+ve,L}=C_b*W*L_b^2*b = 0.023*8*7.3^2*1 = 9.8 KN.m$

$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D} = 19.64 KN.m$

***Negative moments at Discontinuous edge (1/3 * positive moments):** $M_{c.neg} = \frac{30.18}{3} = 10.06 KN.m$

Design for Negative and Positive moments:

**** Short direction l = 5.8***

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\ mm.$

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +30.18 KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{30.18 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 214^2} = 0.732\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.732}{420}}\right) = 0.001774$

$A_s = \rho.b.d = 0.001774 \times 1000 \times 214 = 379.64\ mm^2$ / m .

Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450\ mm^2$ / m

$A_{s,required} = 450 mm^2$.

Use ø 12/ 20 cm **Bottom**, $A_{s,provided} = 565\ mm^2$ / m > $A_{s,required} = 450\ mm^2$ / m . Ok

- Check for strain:

Tension = Compression

$A_s * Fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$565 * 420 = 0.85 * 25 * 1000 * a$

$a = 11.17m$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.17}{0.85} = 13.14mm$

$\varepsilon_s = \frac{214 - 13.14}{13.14} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.046 > 0.005 \longrightarrow ok$

**** long direction l = 7.3***

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214\ mm.$

Positive Moment:

Midspan: (Mu = +19.64 KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{19.64 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 214^2} = 0.467\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.467}{420}}\right) = 0.001124$

$A_s = \rho.b.d = 0.001124 \times 1000 \times 214 = 240.1\ mm^2$ / m .

Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450\ mm^2$ / m

$A_{s,required} = 450 mm^2$. Use ø 12/ 20 cm

Bottom, $A_{s,provided} = 565\ mm^2 > A_{s,required} = 450\ mm^2$. Ok

- Check for strain:

Tension = Compression

$A_s * Fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$565 * 420 = 0.85 * 25 * 1000 * a$

$a = 11.17m$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.17}{0.85} = 13.14mm$

$\varepsilon_s = \frac{214 - 13.14}{13.14} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.046 > 0.005 \longrightarrow ok$

✓ Shear Design for (S2):

$W_a(l_a/l_b=0.79) = 0.71$

- The total load on the panel being (16.025×7.3×5.8 = 678.5 KN)
- The load at face of the long beam is (0.20×678.5×1/(5.8×2)=11.7 KN)

V_{ud} = 11.7 – 0.285×16.025 = 7.13 KN

$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{25} \times 1000 \times 214 \times 10^{-3} = 196.17KN$

$\emptyset V_c = 0.75 \times 196.17 = 147.13$ KN

$V_{ud} < \emptyset V_c$.

No shear reinforcement is required

4.9 Design of long column (C6):

The total live and dead load at on column at 4th story

LL=110 DL=612

P_{uTotal} = 722 KN is factor

4.9.1 Check the slenderness effect:

(Non-sway system braced K=1)

$$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1 \quad braced\ frame\ with \quad \text{M min}$$

$$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40 \qquad ACI(10.12.2)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.25 = 0.075 \qquad because\ is\ rectangel$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.5 = 0.15.$$

L_u = 3.12 m

$$\frac{kL_u}{rx} = \frac{1 \times 3.38}{0.075} = 45 > (34 - 12) = 22$$ So the column is long at y axis

$$\frac{kL_u}{ry} = \frac{1 \times 3.38}{0.15} = 22.5 < (34 - 12) = 22$$ So the column is long at x axis

4.9.2 Calculate e min, M min:

e_{min} =15 +0.03h =15+0.03×250 =22.5 mm.

M_{min}= P_u × e_{min}=722 ×0.0225=16.25 KN.m

f'_c= 24Mpa , Fy=420Mpa

E_c =4700$\sqrt{f'_c}$ = 4700$\sqrt{24}$ =23025.2 Mpa.

I_g =$\frac{b.h^3}{12}$ = $\frac{500.250^3}{12}$ = 0.65 ×10^9mm^4.

β_{dns} = $\frac{D_u}{P_u}$ = $\frac{612}{720}$ =0.85<1.

E.I =$\frac{0.4E_c I_g}{1+\beta dns}$ = $\frac{0.4\times23025.2\times0.65}{1.85}$ = 3236 $KN.m^2$

4.9.3 Determine of Euler buckling load:

P_c =$\frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2}$ =$\frac{\pi^2\times3236}{(3.38)^2}$ = 2795.5 KN

4.9.4 Calculate the moment magnifier factor:

$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1 > 0.4$

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{722}{0.75\times 2795.5}} = 1.52 > 1 \qquad ok$

The magnified (e) and (M):

$e = \delta_{ns} e_{min} = 1.52\times 22.5 = 34.2$ mm

$M = \delta_{ns} M_{min} = 1.52\times 16.25 = 24.7$ KN.m.

From interaction diagram selecting the 25 mm bars & 10 mm stirrups

e/h = 34.2/250=0.14

(d-d')/h=(250-80-10*2-25)/250 =0.5

$\phi Pn / Ag$ = 722*1000*0.145/(250*500)=0.838 Ksi

From the interaction diagram constructed in PCA _ COLUMN program at four side:

ρ= 0.01.

$A_s = \rho \times A_g = 0.01 * (250*500) = 1250$ mm^2

$n_{\phi 14} = \frac{1250}{153.9} = 8\phi 14$

Use 8ϕ14

4.9.5 Calculate e min, M min:

e_{min} =15 +0.03h =15+0.03×500 =30 mm.

$M_{min}= P_u \times e_{min}$=722 ×0.03=21.66 KN.m

f'$_c$ = 24Mpa , Fy=420Mpa

E_c =4700$\sqrt{f_c'}$ = 4700$\sqrt{24}$ =23025.2 Mpa.

$I_g = \frac{b.h^3}{12} = \frac{250.500^3}{12}$ = 2.6 ×10^9mm^4.

$\beta_{dns} = \frac{D_u}{P_u} = \frac{612}{720}$ =0.85<1.

$E.I = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta dns} = \frac{0.4\times23025.2\times2.6}{1.85} = 12944\ KN.m^2$

4.9.6 Determine of Euler buckling load:

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2\times12944}{(3.38)^2} = 11182\ KN$

4.9.7 Calculate the moment magnifier factor:

$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1 > 0.4$

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{722}{0.75\times 11182}} = 1.09 > 1 \qquad ok$

The magnified (e) and (M):

$e = \delta_{ns} e_{min} = 1.09\times 30 = 32.8$ mm

$M = \delta_{ns} M_{min} = 1.09\times 21.66 = 23.61$ KN.m.

From interaction diagram & select the ϕ25 bars & ϕ10 stirrup

e/h = 32.8/500=0.06

(d-d')/h=(500-80-10*2-25)/500 =0.75

$\phi Pn / Ag$ = 722*1000*0.145/(250*500)=0.838 Ksi

From the interaction diagram constructed in PCA _ COLUMN program at four side:

ρ= 0.01.

$A_s = \rho \times A_g = 0.01 * (250*500) = 1250$ mm^2

$n_{\phi 14} = \frac{1250}{153.9} = 8\phi 14$

Use 8ϕ14

4.9.8 Design of stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- 16× d_b = 16×14 =224 mm control.
- 48×d_s =48 ×10 =480 mm
- Least diminution of the column = 300 mm

Use ϕ10@200mm.

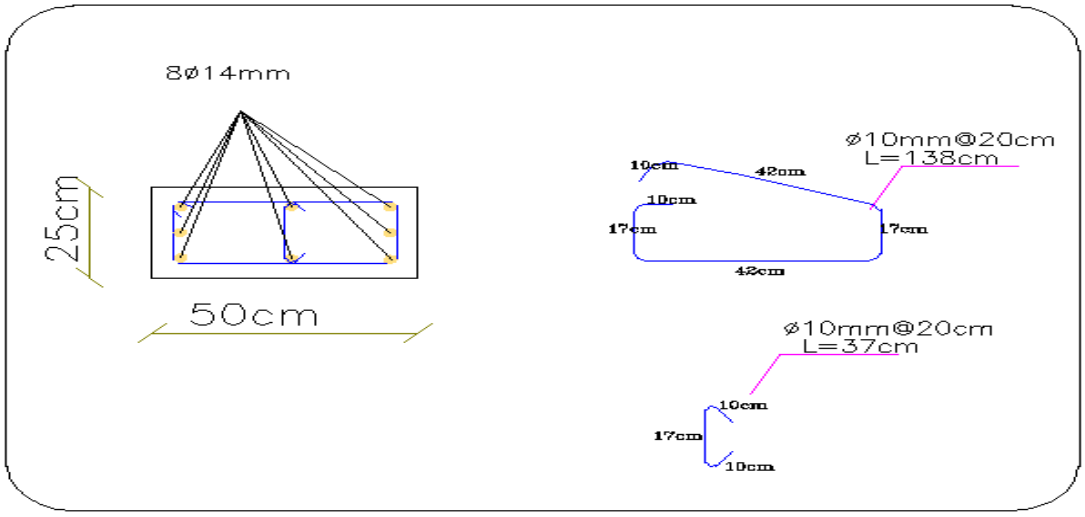


Fig. (4-3) section of column (6).

4.9.9 Check for code requirements:

clear spacing between longitudinal bars = $\frac{300-40\times2-10\times2-3\times16}{2} = 164mm$

101 mm > 40mm

>1.5 d_b= 24 mm .ok

- gross reinforcement ratio = 0.0169 , $0.01 \leq 0.01 < 0.08$ ok

- NO of bars = 12> 4 bars for square columns.

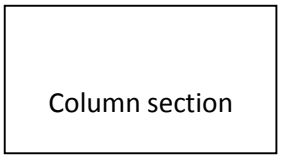
- Min ties diameter : ϕ10 for ϕ32 longitudinal bars and smaller.

4.10 Design of Isolated Footing (F22):-

4.10.1 Determination of Loads:

Total factored load = 1440 KN.
Total services load = 1160 KN
Column Dimensions = 50*25 cm.
Soil density = 18 KN/m^3.
Service surcharge= 5KN/m^2.
Allowable soil Pressure = 400 KN/m^2.
Assume footing to be about (60 cm) thick.
Footing weight = 25×0.6 = 15 KN/m^2.
Soil weight above the footing = 0.4 ×18 = 7.2 KN/m2.
q_{allow} =400 – 7.2 – 15 = 377.8 KN/m^2
fc= 25Mpa Fy=420Mpa

25cm



50cm

4.10.2 Determination of Footing Area:

$$A = \frac{1160}{377.8} = 3.07\ m^2$$

Try 2.0*1.7 m with area = 3.4 m^2 ≥ Areq = 3.07m^2
Determinate q_u = 1440 / 3.4 = 423.53 KN/m^2

4.10.3 Check for one-way shear strength:-

$$Vu = 423.53 * 2.0(\frac{2.0}{2} - 0.25/2 - d)$$

$$\phi.Vc = \phi.(\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d)$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{25} * 2000 * d$$

$$\phi.Vc = Vu$$

$$d = 0.353m$$

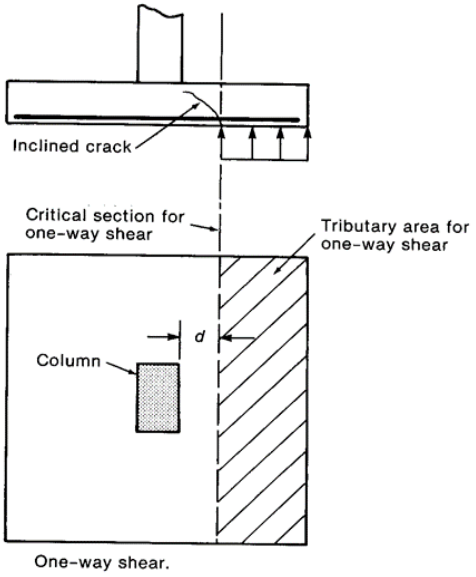


Fig (4-4: One way shear.

4.10.4 Determination of the depth of footing based on shear strength:-

Assume, Φ=20mm , cover=75mm

H=353+75+20=448mm

Take H = 500mm

d= 500-75-20=405mm

4.10.5 Check for two-way shear action (punching):-

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

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{25} = 2.0$$

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

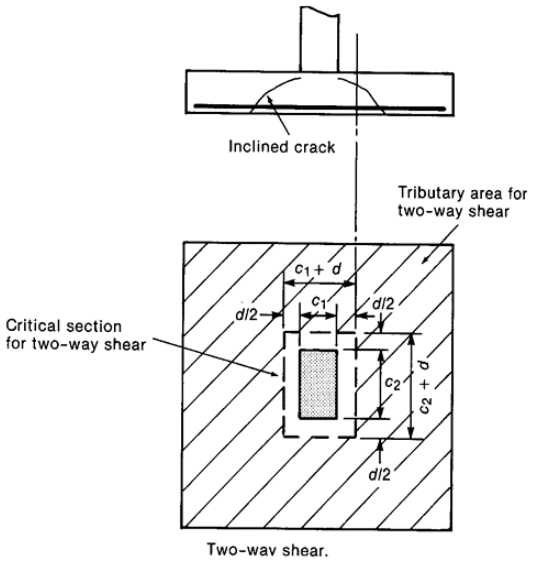


Fig (4-5): Two-way shear

$$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(0.405+0.25)+2(0.405+0.5) = 3.12m$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right) = \frac{0.75}{6}*(1+2/2.0) = 0.25$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right) = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.405}{3.12}+2\right) = 0.45$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3} = \frac{0.75}{3} = 0.25.....control$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.25*\sqrt{25}*3120*405*10\text{^}{-3} = 1579.5KN$$

$$Vu = 423.53*\{(1.7*2.0)-(0.25+0.405)*(0.5+0.405)\} = 1439.4kN$$

$$\phi.Vc > Vu_C .....satisfied$$

4.10.6 Design for Bending Moment:

1) At short direction column "25cm"
Assume, Φ=20mm , cover=75mm
Take H = 500mm

B=1.7m

$$Mu = \left(q_{ult} \times B \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$= \left(423.53 \times 1.7 \times \left(\frac{2.0}{2} - \frac{0.25}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{2.0}{2} - \frac{0.25}{2}\right) = 275.6 \text{ KN.m}$$

Mn = 275.6/0.9 = 306.2 KN.m

$$d = 500 - 75 - 20/2 = 415\,mm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{306.2 \times 10^6}{1700 \times 415^2} = 1.046 Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 1.046}{420}}\right) = 0.002533$$

$$As_{req} = 0.002533 \times 1700 \times 415 = 1787.03 mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 1700 * 500 = 1530 mm^2$$

$$As_{\min} = 1530 mm^2 \le As_{req} = 1787.03 mm^2$$

$$\#of\,bar\ in\ on\ meter = \frac{1787.03}{153.94} = 12$$

Use 13Ø14 with As =2001.22 mm2 ≥As req =1787.03

check for spacing

$$s = \frac{1700 - 2 * 75 - 13 * 14}{12} = 114mm$$

Spacing "s" is the smallest of:

1. 450mm control
2. 3h= 3*500=1500mm

S=114<450 o k

2) At long direction column "50cm"

Assume, Φ=20mm , cover=75mm

Take H = 550mm

L =2.0m

$$\text{Mu} = \left(q_{ult} \times B \times \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2}\right)$$

$$= \left(423.53 \times 2.0 \times \left(\frac{1.7}{2} - \frac{0.5}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{1.7}{2} - \frac{0.5}{2}\right) = 152.5 \text{ KN.m}$$

Mn = 152.5/0.9 = 170 KN.m

$$d = 500 - 75 - 20/2 = 415\,mm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{152.5 \times 10^6}{2000 \times 415^2} = 0.4427Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.4427}{420}}\right) = 0.001065$$

$$As_{req} = 0.001065 \times 2000 \times 415 = 884.16mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 2000 * 500 = 1800mm^2$$

$$As_{\min} = 1800mm^2 \geq As_{\text{req}} = 884.16mm^2$$

$$\#of\,bar\ in\ on\ meter = \frac{1800}{153.94} = 13$$

Use 13Ø14 with As =2001.2 mm^2 ≥As req =1800mm

check for spacing :

$$s = \frac{2000 - 2 * 75 - 13 * 14}{12} = 139mm$$

Spacing "s" is the smallest of:

1. 450mm control
2. 3h= 3*500=1500mm

S=139<450 o k

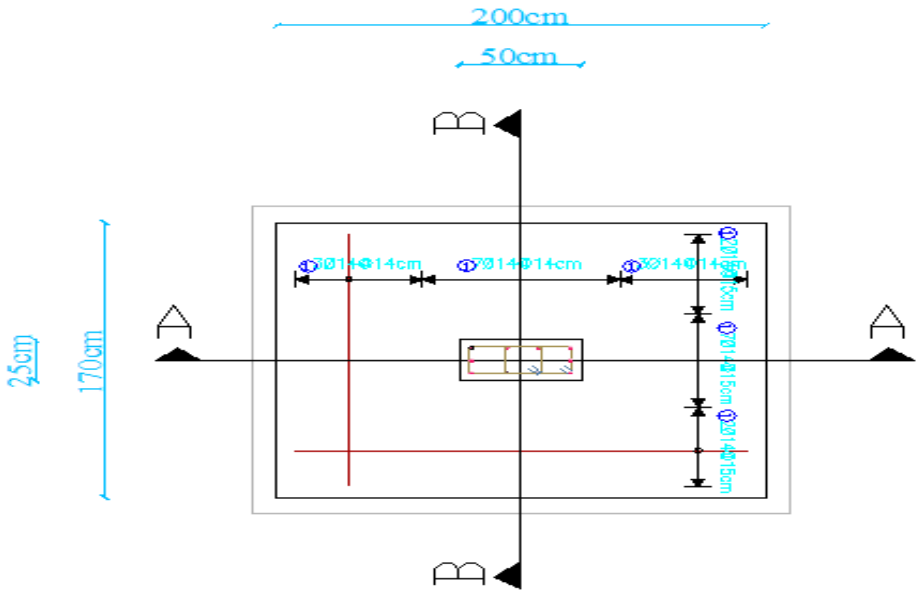


Fig (4-6): Reinforcement of F22.

4.10.7 Design of the column –footing joint:

Pu=1440 KN

$\emptyset(0.85 * fc * A1)\sqrt{\frac{A2}{A1}}$

Where $\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2$, A2 is area lower base

A1 is the area of section column

$\emptyset = 0.65$

The allowable bearing on the base of the column is

$\emptyset(0.85 * \text{fc} * \text{A1}) = 0.65 * 0.85 * 25 * 250 * 500 * 10^{-3} = 1726.7\text{KN}$

fc for column

The allowable bearing on the footing is

$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{2.0 * 1.7}{0.25 * 0.5}} = 5.21 \geq 2$ control 2

$\emptyset(0.85 * fc * A1)\sqrt{\frac{A2}{A1}}$ =0.65*0.85*25*250*500*2*10^-3=3453KN

fc for footing

Pu=1440 < 3453 the dowels are not needed

The min area of dowels $\text{Asmin} = 0.005 * \text{Ag} = 0.005 * 250 * 500 = 625\text{mm2}$

Select 8ϕ14

4.11 Design of Stairs:

1-Determination of slab thickness:

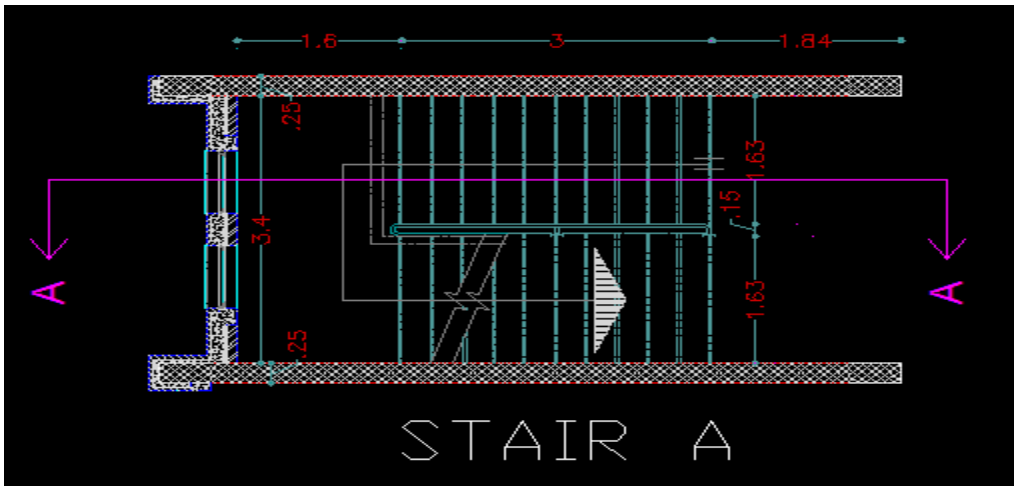


Fig (4.7) Stair

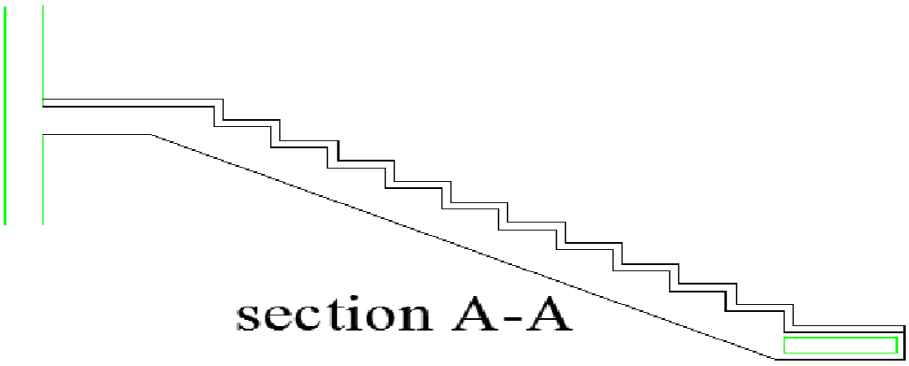


Fig (4.8) Section in stair

L = 0.7+3 +0.7 = 4.4 m.

h_{req} = 4.4/ 20

h_{req} = 440 / 20 = 22 cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

$\theta = \tan^{-1}(1.56 / 3) = 28.8$

Cos θ = 0.88

2-Load Calculations at section (A-A):

- **Load on Flight:**

Dead Load:

Tiles = 0.03*23*((0.35+0.15)/0.30) = 1.15 KN/m.

mortar = 0.02*22 *((0.15+0.30)/0.3) = 0.66 KN/ m.

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 28.8) = 0.58 KN/ m.

Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 = 1.875 KN / m.

Slab = 0.25 *25/ Cos 28.8 = 7.13 KN/ m.

Total dead load = 11.4 KN/ m.

-

Load on landing:

Tiles = 0.03*23 = 0.69 KN/m.

mortar = 0.02*22 = 0.44 KN/ m.

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/ m.

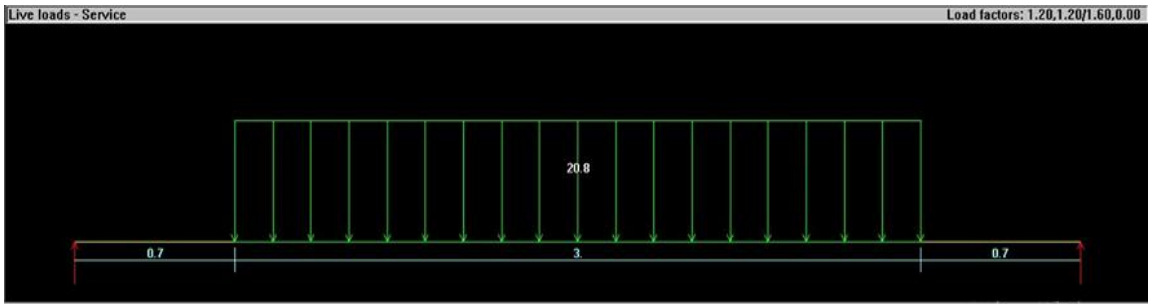
Slab = 0.25 *25 = 6.25 KN/ m.

Total dead load = 8.04 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs =4.5 KN/ m^2.

on Flight Q_u=1.2*11.4 + 1.6*4.5=20.88 KN/m.



3 - Design for Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -14\2 = 223 mm

Shear

Support reactions at B&A = 31.32 KN

Vu = 31.32 KN .

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{25}*1000*223}{6} = 139.38KN$$

Vu = 32.32 KN< ϕVc = 139.38 KN .

>>>>**No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.**

4 -Design for Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Mu =(1.5*0.75*20.88)-(31.32*2.2)=45.4 kN.m

Mu = 45.4 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 45.4 / 0.9 = 50.4 KN.m.

d = 223mm.

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

$$K_n = \frac{50.4 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.014 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.76 * 1.014}{420}}\right) = 2.475 * 10^{-3}$$

As_{req} = $2.475 * 10^{-3} * 1000 * 223$ = 552mm·

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm$$

$As_{\min}$ = 450mm $\leq$ As_{req} = 552mm

Use Φ 12 >>>552/113 = 4.89

Use Φ 12@ 20 cm c/c ……..

As provided =565 > As req……..**OK.**

5 - Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 mm$$

Use Φ12 @ 250 mm ……..

Design of landing (1):

- Load on landing :

Dead Load:

- **Load on landing:**

Tiles = 0.03*23= 0.69 KN/m.

mortar = 0.02*22 = 0.44 KN/ m.

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/ m.

Slab = 0.25 *25 = 6.25KN/ m.

Total dead load = 8.04 KN/ m.

Live load:

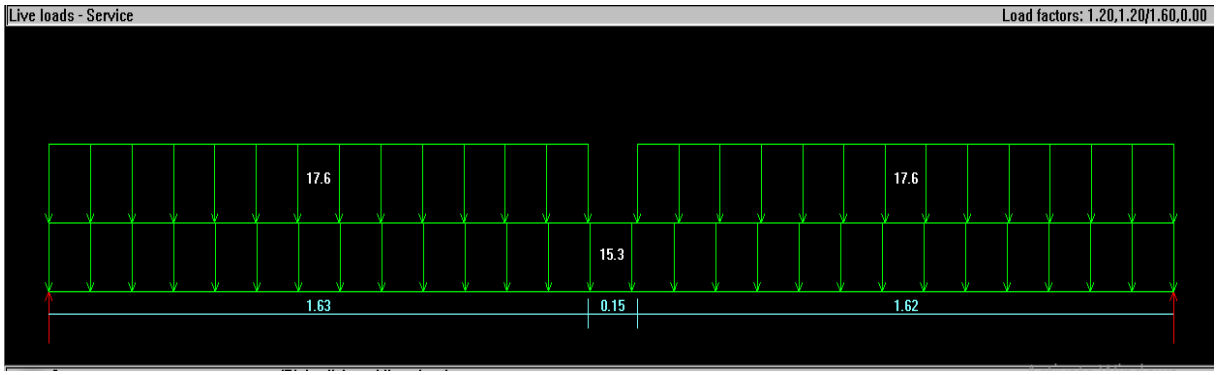
Live load for stairs = 4.5 KN/ m^2.

Load from flight =(31.32) KN

on landing Q_u=1.2*8.04+1.6*4.5=16.85KN/m.

&(31.32/1.63) = 19.21 KN/m

&(31.32/1.63) = 19.21 KN/m



-2 Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -7 = 223 mm**.**

Support reaction at B&A = 60 KN

Vu = 60 KN .

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{25}*1000*223}{6} = 139.38KN$$

Vu = 60 KN < ϕVc = 139.38 KN .

>>>>**No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.**

-3 Design for Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Mu =(16.85*1.7*0.85)+(19.21*1.63*0.89)-(60*1.7)= 49.8 kN.m

Mu = 49.8 kN.m .

= Mu / 0.9 = 49.8 / 0.9 = 55.3 KN.m.

d = 223mm.

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

$$K_n = \frac{55.3*10^6}{1000*223^2} = 1.112MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85\times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{19.76}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.76*1.112}{420}}\right) = 2.72*10^{-3}$$

As_{req} = $2.72*10^{-3}$ *1000*223 = 606.73 $mm^{2.}$

$$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*250 = 450mm2$$

$As_{\min}$ = 450mm2 $\leq$ As_{req} = 606.73 mm2

Use Φ 14 \20cm

.As provided =153.9\0.2 = 770 > As req……..**OK.**

Cheek spacing :

3h =3*250=750mm
450
=380(280\(2\3)*420)-2.5*20=330
= 300(280\(2\3)*420=300……..control

4.12 Design of shear wall:

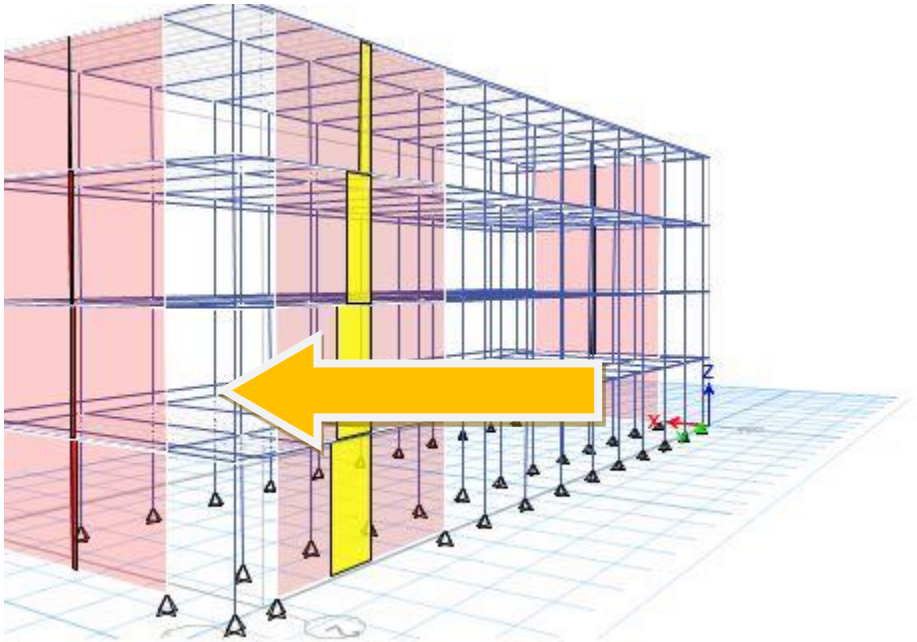
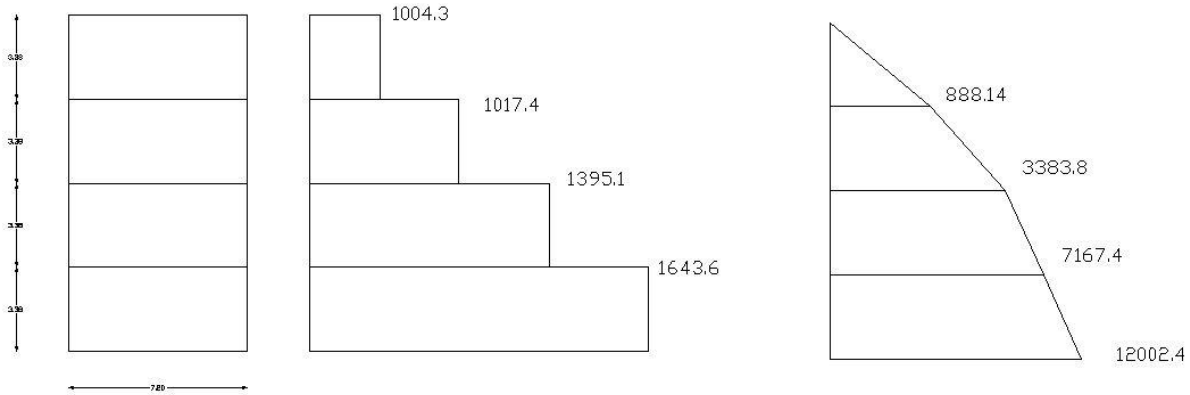


Fig (4.9) Place of shear wall



Fc = 28MPa

Fy = 420 MPa

t=25cm .shear wall thickness

Lw = 7.2 m .shear wall width

Hw for one wall = 3.38 m story height

Design for shear

$$\sum Fx = Vu = 1643..6KN$$

-Design horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{7.2}{2} = 3.6m..... \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{13.52}{2} = 6.76m$$

$$storyheigh(Hw) = 3.38m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 7.2 = 5.76m$$

$V_c$is the smallest of :

$$1-\ V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 250 * 5760 = 1270KN\ \ \ldots cont$$

$$2-\ V_c = 0.25\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.25\sqrt{28} * 250 * 5760 + 0 = 1905KN$$

$$3-\ V_c = \left[0.5\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(\sqrt{f_c'} + 2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right]0.1 * hd = \left[0.5\sqrt{28} + \frac{7.2\left(\sqrt{28}+0\right)}{3.702}\right]250 * 5760 * 0.1$$

$$= 1863KN$$

Vu = 1643.6 KN<0.75*1270 = 952.5 KN **horizontal reinforcement is required.**

$$\emptyset \boldsymbol{vc} + \emptyset \boldsymbol{vs} = \boldsymbol{vu}$$

$$\boldsymbol{vs} = \frac{\boldsymbol{vu}}{\emptyset} - \boldsymbol{vc} = \frac{\mathbf{1643.6}}{\mathbf{0.75}} - \mathbf{1270} = \mathbf{921.4667}\boldsymbol{KN}$$

Will be carried for horizontal reinforcement

$$\frac{Avh}{s} = \frac{\boldsymbol{vs}}{\boldsymbol{fy} * \boldsymbol{d}} = \frac{\mathbf{921.466 * 10\text{^}3}}{\mathbf{420 * 5760}} = \mathbf{0.380}$$

$$\left(\frac{Avh}{s}\right)\boldsymbol{min} = \mathbf{0.0025 * 250} = \mathbf{0.625}\ \ldots \boldsymbol{cont}$$

$$Smax = \frac{lw}{5} = \frac{\mathbf{3380}}{\mathbf{5}} = \mathbf{676}\boldsymbol{mm}$$

$$Smax = 3 * h = 3 * 250 = 750mm$$

Avh= for two layers of horizontal reinforcement.
(Horizontal reinforcement with two legs).

Selectø 10:

$$Avh = 2 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 157mm^2$$

$$\left.\frac{Avh}{S}\right|_{req} = 0.625$$

$$S_{req} = \frac{157}{0.625} = 251.2mm$$

$s = 250mm < s_{max} = 600mm.$
$select\emptyset 10@250mm\ at\ each\ side.$

- Minimum shear reinforcements required:
Take ρ = 0.0025.

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{5} = \frac{7200}{5}$ = 1440mm
3*h = 3*250 = 750mm

Try ϕ10 (As = 78.5 mm2) for two layers
$\rho = \frac{Avh}{h*S2} = \frac{2*78.5}{250*S2}$ = 0.0025
S2 = 251.2 mm , ϕ10@250 mm

-Design for Vertical reinforcement:-

$\frac{h_w}{L_w} = \frac{13.52}{7.2} = 1.878$

$$\rho_v = \left(0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)(\rho_t - 0.0025)\right) > 0.0025$$
$\rho_v = \mathbf{0.0025}$

Select Φ 12 @200mm. In two layer

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{7200}{3}$ = 2400mm

3*h = 3*250 = 750mm

Srq = $\frac{2*113.09}{0.764}$ =296.05mm =29.6cm .

$s = 200mm < s_{max} = 600mm.$
Select Φ 12 @200mmIn tow layer.

-Design for bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :

$M_u = 12002.37KN.m$

$A_{st} = \left(\frac{7200}{200}\right) * 2 * 113.09 = 8142.5\ mm^2$

$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{8142.5}{7200 * 250}\right)\frac{420}{28} = 0.0678$

$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$

$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0678 + 0}{2 * 0.0678 + 0.85 * 0.85} = 0.07901$

$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5A_{st}f_y l_w(1 + \frac{P_u}{A_{st}f_y})(1 - \frac{c}{l_w}\right]$

$= \mathbf{0.9[0.5 * 12002.37 * 420 * 7200(1 + 0)(1 - 0.07901)] = 15042.37\ KN.m > } M_u \mathbf{....No\ need}$

4-12: Design of Strip Footing Under Shear Wall:

Loads from Shear Wall

- DL = 1600 Service Dead Load.
- LL = 38.5Service Live Load.
- DL (Factored/m) = DL/Lw = 1920/ 8= 240KN/m
- LL (Factored/m) = LL/Lw = 61.6/8 = 7.7KN/m
- DL (Service/m) = DL/Lw = 1600/8 = 200KN/m
- LL (Service/m) = LL/Lw = 38.5/8 = 4.813 KN/m

Total Factored / m = 240KN/m + 7.7KN/m = 247.7KN/m

- Service Surcharge = 5.5 KN/m²
- Allowable soil pressure = 400 KN/ m²
- Soil density = 18 KN/m3

Try 50cm thickness:

qa,net = 400 – 0.5*25 –5.5 = 382KN/m2 **,**

and:

A= $\frac{Pu}{qa,net}$ = $\frac{200+4.183}{382}$ = 0.6 m2/m ,,,, length of the wall

A = b * 1m ……. b = 0.6 m take b = 1.00 m

Take it (1 m × 1 m)

✓ **Design of footing and shear design (s1):**

Pu = 1.2 *222.2 + 1.6* 5.3= 275.12 KN/m

q,ult = $\frac{Pu}{A}$ = $\frac{275.12}{1*1}$ = 275.12 KN/m2.

Check for One Way Shear Strength:

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * 1m = \left(\frac{1.00}{2} - \frac{0.25}{2} - d\right) * 275.12 * 1$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{25} * 1000 * d$$

$$Let, \phi Vc = Vu$$

$$d = 0.115m$$

$$assume$$

$$h = 250 + 75 + 20/2 = 335mm$$

h = 400 mm, d = 400 – 75 – 20/2 = 315 mm

- ✓ **Design for Bending Moment of long direction:**

h (mm)	d (mm)	b(mm)
400	315	1000

Table (4-6)

Mu =275.12*1*0.85*0.85/2 = 99.4 KN.m/m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25} = 19.76$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{99.4 * 10^6 / 0.9}{1000 * (315)^2} = 1.113 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.76)(1.113)}{420}}\right) = 0.00272$$

As_{req} = 0.00272 (1000) (315) = 952 mm^2 /m >As_{min} = 720 mm^2 /m….. OK

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (400) = 720 mm^2 /m

Try Φ 16:

n = 952/201 = 5 , S = $\frac{1}{n}$ = $\frac{1}{5}$ = 0.2 m

Take 5Φ 16 @ As = 1005 cm² > Asreq = 952 cm²

Use Φ 16 @ 20cm

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	As_{req}(mm^2)	As_{min}(mm^2)	S(mm)
99.4	19.76	1.113Mpa	0.00272	952	720	200

Table (4-7)

- Step (s) is the smallest of :-

1) 3*h = 3* 400 = 1200 mm

2) 450 mm …. Control

S = 200 mm < S,max = 450 mm …. OK

- Select the minimum temperature reinforcement.

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (400) = 720 mm^2 /m

- The maximum spacing (s) is:-

1. 5*h = 5* 400 = 2000 mm

2. 450 mm…. control

n = 720/154 = 4.68 , S = $\frac{1}{5}$ = 0.2m

Use Φ 14 @ 20 cm

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5

5.1 مقدمة.
5.2 النتائج .
5.3 التوصيات .

5-1 المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور, بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمدرسه للذكور المقترح بنائها في مدينه جنين .

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء, ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

5-2 النتائج:

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 النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) Sketch up5 : برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAP2000: لتصميم بعض العناصر الإنشائية (Tank).
f) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
g) Etabs: لتحليل وتصميم جدران القص.

5. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

5-3 التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق 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 إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد 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.

- تم بحمد الله -