

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين



مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ " قصر مؤتمرات " في مدينة الخليل

فريق العمل

محمد خالد بصل

محمد حسن السكافي

مهند هاني عرفة

إشراف :

م. سفيان الترك

2014-2015 م

جامعة بوليتكنك فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين



التصميم الإنشائي لـ " قصر مؤتمرات " في مدينة الخليل

فريق العمل

محمد خالد بصل

محمد حسن السكافي

مهند هاني عرفة

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
الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

د. غسان دويك

م. سفيان الترك

.....

.....

2014-2015 م

الإهداء

إلى الشموع التي استطاعت قهر الظلام بقوة إرادة نورها

أمهاتنا وآبائنا أدام الله نورهم..

إلى العلم، والتربية، والوقار، والإخلاص، والتواضع

أساتذتنا الكرام..

إلى دعائم قوتنا وطموحنا.... بلسم علّتنا وجروحنا

إخواننا وأخواتنا..

إلى كل الأوفياء المخلصين الذين جعلوا من الوفاء شمعة تنير دربهم

إلى من يجسدوا الوفاء في أرقى صورة

أصدقائنا ورفقاء دربنا ..

وإلى كل من أخذ ويأخذ بأيدينا إلى قمة المجد

نُهدي هذا المشروع ..

فريق العمل

شكر وتقدير

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه، فحمدًا لله حمداً لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

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

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

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسنا بمتعة البحث ، ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

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

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ " قصر مؤتمرات " في مدينة الخليل.

فريق العمل

محمد خالد بصل

محمد حسن السكافي

مهند هاني عرفة

إشراف :

م. سفيان الترك .

2014-2015 م

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقود وجسور وأعمدة وأساسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

يتكون المشروع من ثلاثة 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 لقصر مؤتمرات الذي يعد تنظيمياً اجتماعياً ثقافياً متكاملأ يهدف لتقديم الاجتماعات واللقاءات والمؤتمرات وجعل مدينة الخليل ملتقى ثقافي حضاري .

ويتكون المشروع من عدة مراحل تتمثل بدايةً بالتدقيق المعماري للمخططات، وقد تم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من اعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع. وبعد ذلك تم تصميم كافة العناصر الإنشائية في المشروع بمساعدة بعض البرامج التصميمية الإنشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية في مساق مشروع التخرج خلال الفصل الاول من السنة الدراسية القادمة 2014-2015 .

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 (13- ACI_318) ، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Atir12, Autocad2010, Office2010, وغيرها.

والله ولي التوفيق .

Structural Design of Conferences palace in Hebron.

Prepared by

Mohammad Al-Skafi

Mohammad Basal

Mohanad Arafeh

Palestine Polytechnic University -2014

Supervisor

Eng. Sufian Al-Turk

Abstract

The main aim of this project is to prepare detailed structural plans and shop drawings for all structural elements. The project is a three stories Conferences Palace in Hebron.

The building has a unique architectural design. Functional, aesthetic and practical use is considered in the building design.

Miscellaneous structural elements will be used accommodated with the architectural functional purposes of the building.

AutoCAD, STAAD pro, Safe, Atir and Etabs software are used for the structural analysis and design process.

The ACI_318, UBC-97 and the Jordanian code are used for the structural design.

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الموضوع
I	تقرير المشروع
II	تقييم مشروع التخرج
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	الملخص باللغة العربية
VI	الملخص باللغة الانجليزية
IX	فهرس المحتويات
X	List of abbreviations
XI	فهرس الجداول
XII	فهرس الأشكال
XIII	List of Figures
1	الفصل الأول : المقدمة
2	1-1 المقدمة
2	2-1 أهداف المشروع
3	3-1 مشكلة المشروع
3	4-1 حدود مشكلة المشروع
3	5-1 المسلمات
3	6-1 فصول المشروع
4	7-1 إجراءات المشروع
5	الفصل الثاني : الوصف المعماري
6	1-2 مقدمة
7	2-2 لمحة عامة عن المشروع
7	3-2 موقع المشروع
8	1-3-2 أهمية الموقع
8	2-3-2 حركة الشمس والرياح
8	3-3-2 الرطوبة
10	4-2 وصف طوابق المشروع
10	1-4-2 طابق التسوية
11	2-4-2 الطابق الأرضي
12	3-4-2 الطابق الأول
	5-2 الواجهات
13	1-5-2 الواجهة الشرقية
13	2-5-2 الواجهة الغربية
14	3-5-2 الواجهة الشمالية
14	4-5-2 الواجهة الجنوبية
15	6-2 وصف الحركة والمداخل
15	7-2 المدخل

16	الفصل الثالث : الوصف الإنشائي
17	1-3 مقدمة
17	2-3 هدف من التصميم الإنشائي
17	3-3 مراحل التصميم الإنشائي
18	4-3 الأحمال
18	1-4-3 الأحمال الميتة
18	2-4-3 الأحمال الحية
19	3-4-3 الأحمال البيئية
19	1-3-4-3 أحمال الرياح
21	2-3-4-3 أحمال الثلوج
21	3-3-4-3 أحمال الزلازل
22	5-3 الاختبارات العملية
22	6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى
22	1-6-3 العقدات
23	1-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
23	2-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين
24	3-1-6-3 العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد
24	4-1-6-3 العقدات (Flat Plate)
25	2-6-3 الأدراج
25	3-6-3 الجسور
26	4-6-3 الأعمدة
27	5-6-3 جدران القص
28	6-6-3 الأساسات
29	7-3 فواصل التمدد (Expansion Joints)
30	8-3 برامج الحاسوب
106	الفصل الخامس : النتائج و التوصيات
107	1.5 المقدمة
107	2.5 النتائج
108	3.5 التوصيات

<u>Subject</u>	<u>Page</u>
Chapter 4 : Structural Analysis and Design	31
4-1 Introduction	32
4-2 Design method and requirements.	32
4-3 Design of one way rib slab	34
4-4 Design of one way solid slab	43
4-4-1 Slab thickness and load calculation	43
4-4-2 Design of slab	46
4-5 Design of beam	52
4-5-1 Load calculation	52
4-5-2 Design of beam (B,G, 10)	53
4-6 Design of long column	58
4-7 Design of stair	62
4-7-1 Determination of thickness and load	62
4-7-2 Structural system of stair	65
4-7-3 Design of flight	66
4-7-4 Design of landing	69
4-8 Design of shear wall	73
4-8-1 Design of shear	74
4-8-2 Design of bending moment	76
4-9 Design of basement wall	77
4-9-1 Load calculation	77
4-9-2 Design of shear	79
4-9-3 Design of bending moment	79
4-10 Design of isolated footing	81
4-11 Design of strip footing	90
4-11-1 Determination of width	90
4-11-2 Depth and shear design	91
4-11-3 Design of flexure	91

4-12 Design of truss	93
4-12-1 load calculation	93
4-12-2 Purlins design	94
4-12-3 Truss design	96
4-12-4 Design of weld	102

List of Abbreviations

- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = 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.
- **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.
- **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

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الجدول</u>	<u>رقم الجدول</u>
4	الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني السنة الدراسية (2014/2015)	1-1
18	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	1-3
18	الأحمال الحية لعناصر المبنى	2-3
19	سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني	3-3
21	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	
93-94	Sheet metal for 2&3 spans	4-3
97	Vertical member forces	1-4
97	Diagonal member forces	2-4
97	Top member forces	3-4
98	Bottom member forces	4-4
98		

فهرس الأشكال

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الشكل</u>	<u>رقم الشكل</u>
8	خارطة الموقع الجغرافي	1-2
10	مسقط طابق التسوية	2-2
11	المسقط الافقي للطابق الارضي	3-2
12	المسقط الافقي للطابق الاول	4-2
13	الواجهة الشرقية	5-2
13	الواجهة الغربية	6-2
14	الواجهة الشمالية	7-2
14	الواجهة الجنوبية	8-2
20	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	1-3
23	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	2-3
23	عقدات العصب ذات الاتجاهين	3-3
24	العقدات المصمته ذات الاتجاه الواحد	4-3
24	Flat Plate	5-3
25	الدرج	6-3
26	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	7-3
27	أنواع الأعمدة	8-3
27	جدار قص	9-3
28	أساس مفرد	10-3
29	فاصل تمدد	11-3

List of Figures

<u>Figure #</u>	<u>Description</u>	<u>Page</u>
4-1	One way Rib slab (R1)	34
4-2	Topping load	35
4-3	Section of one way rib slab (R1)	37
4-4	Moment envelope for rib slab (R1)	38
4-5	Shear envelope for rib slab (R1)	41
4-6	One way solid slab (S3)	43
4-7	Spans length & loads of one way solid slab (S3)	45
4-8	Moment envelope for solid slab (S3)	45
4-9	Shear envelope for solid slab (S3)	46
4-10	Beam spans and section	52
4-11	Moment envelope for beam	53
4-12	Shear envelope for beam	57
4-13	Position of column for (C, 98)	58
4-14	Stair 3	62
4-15	Load of flight	65
4-16	Shear envelope of flight	65
4-17	Moment envelope of flight	66
4-18	Load of landing	69
4-19	Moment envelope of landing	70
4-20	Shear envelope of landing	70
4-21	Moment and shear diagram of shear wall	73
4-22	Basement wall	77
4-23	Load on basement wall	78
4-24	Shear and moment envelope of basement wall	78
4-25	Plan and section of isolated footing	81
4-26	Strip footing	90
4-27	Cross section of sheet metal	93
4-28	Static system of purlins	94
4-29	Moment envelope of purlins	95
4-30	Shear envelope of purlins	96
4-31	System of truss	96
4-32	Weld between vertical member and gusset plate	102
4-33	Weld between diagonal member and gusset plate	103
4-34	Weld between bottom member and gusset plate	105

الفصل الأول

المُقدِّمة

1

- 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 :

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

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

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالموصفات المطلوبة وبال جودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع.

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

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.

2-1 أهداف المشروع :

نأمل من هذا المشروع أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

3-1 مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمشروع "قصر مؤتمرات " الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا المشروع , وفي هذا المجال قمنا بتحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسورالخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليها , ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها , مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأة , ومن ثم قمنا بعمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها , لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

4-1 حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث تم بدء العمل من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل السابق، وقد قمنا باستكمال العمل خلال هذا الفصل من خلال مساق مشروع التخرج.

5-1 المسلمات :

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, STAAD pro, safe, Etab)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word , Power Point , Excel , Autocade .

6-1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة .
- 2- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.
- 5- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.
- 6- المصادر و المراجع.

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 جميع العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- 5) استخدام بعض برامج التصميم المختلفة في بعض الحسابات.
- 6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل و القابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمّن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال للسنة الدراسية (2014-2015)

الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
اختيار المشروع																															
دراسة الموقع																															
جمع المعلومات حول المشروع																															
دراسة المبنى معماريا																															
دراسة المبنى إنشائيا																															
إعداد مقدمة المشروع																															
عرض مقدمة المشروع																															
التحليل الإنشائي																															
التصميم الإنشائي																															
إعداد مخططات المشروع																															
كتابة المشروع																															
عرض المشروع																															

2

الفصل الثاني الوصف المعماري

- 1-2 مقدمة .
- 2-2 لمحة عامة عن المشروع .
- 3-2 موقع المشروع .
- 4-2 وصف طوابق المشروع .
- 5-2 الواجهات .
- 6-2 وصف الحركة و المداخل .
- 7-2 المداخل.

1-2 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، فانقلت 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 ما بين 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 ومتراصة 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 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 لمرافقه، 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 العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

تعاني مدينة الخليل من عدة مشاكل في تصميم قصر المؤتمرات نتيجة لعدة أسباب منها : سيطرة الاحتلال الاسرائيلي على الموارد المتاحة وقتلتها في نفس الوقت , وغياب التخطيط الجيد لها . لذلك أتت الحاجة لتصميم قصر مؤتمرات يراعي احتياجات الشعب الفلسطيني الترفيهية , تعليمية والثقافية, ويساعد في إصلاح وتطوير القطاع الاجتماعي الفلسطيني.

و مما لا شك فيه أن دور قصر المؤتمرات يقوم على عقد اللقاءات والاجتماعات مع شخصيات مختلفة ومن اماكن مختلفة وقد يمتلكون اديانا مختلفة واستقبال كافة الزوار من أجل مناقشة ما تم الاجتماع لاجله وغيرها من الامور ... ومن الممكن عرض بعض المسرحيات على الزوار والتي تعكس واقع فلسطين وما نعانينه من مشاكل ومصاعب .

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. الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض بالقرب من منطقة ضاحية الرامة ،مدينة الخليل ،جنوب الضفة الغربية، ترتفع قطعة الأرض 950م عن سطح البحر ، وترتبط بطريق رئيسي.



الشكل (1-2) خارطة الموقع الجغرافي لضاحية الرامة، مدينة الخليل.

1-3-2 أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عملية اختيار ارض لإقامة قصر المؤتمرات لا تُقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تُقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضيف على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكاملي والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لقصر المؤتمرات :

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. شبكة 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 الخليل 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.

3-3-2 الرطوبة:-

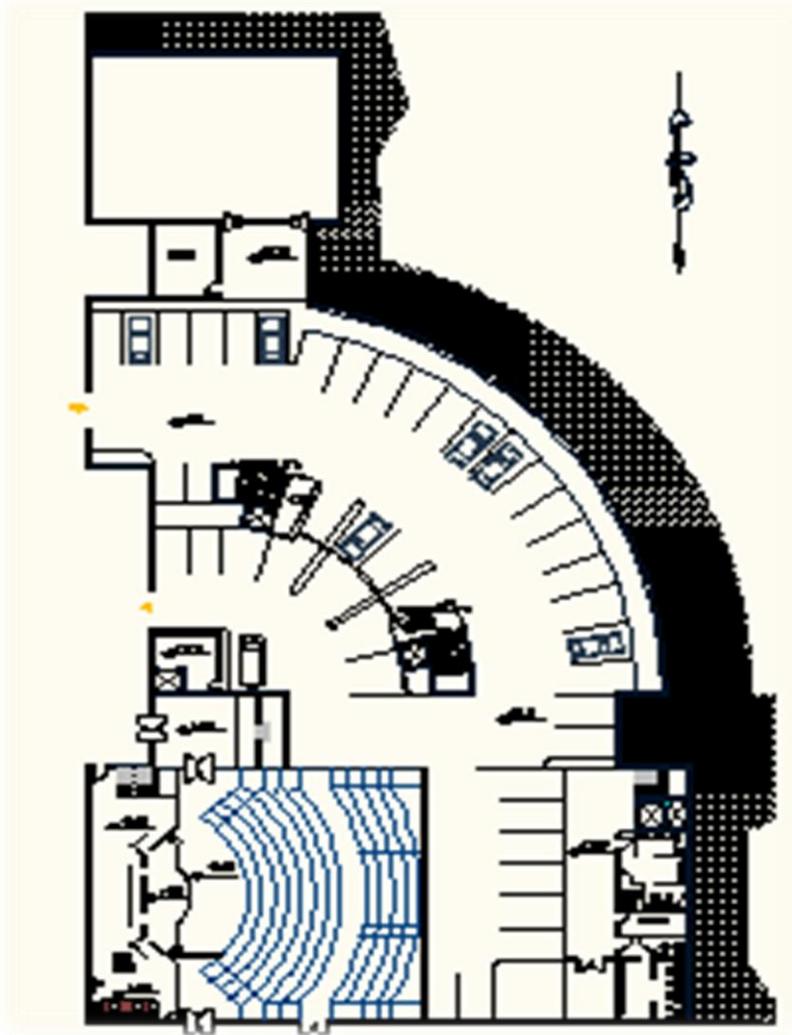
مناخ الخليل يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ الخليل يتباين تبعاً للتضاريس والمساحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء. أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث إن الأمطار في الخليل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

4-2 وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من ثلاثة 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 .

1-4-2 طابق التسوية :-

(منسوب 2.6 م) بمساحة تقدر بـ 2109 م².
تم استغلال طابق التسوية بشكل عام لمواقف السيارات ولأغراض التخزين حيث يتكون من مواقف سيارات يبلغ عددها (43) , مخازن , ومصاعد عدد 4 , كما هو موضح في الشكل (2-2) .

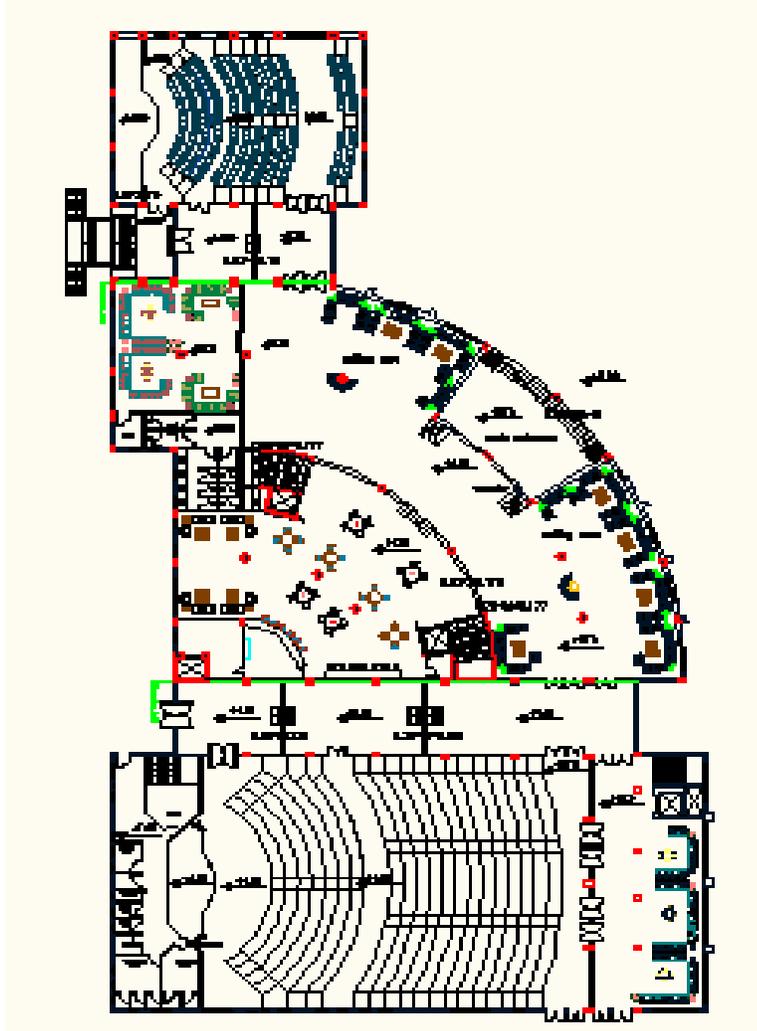


الشكل (2-2) : مسقط طابق التسوية.

2-4-2 الطابق الأرضي:-

(منسوب 6.75 م) بمساحة تقدر بـ 2639 م².

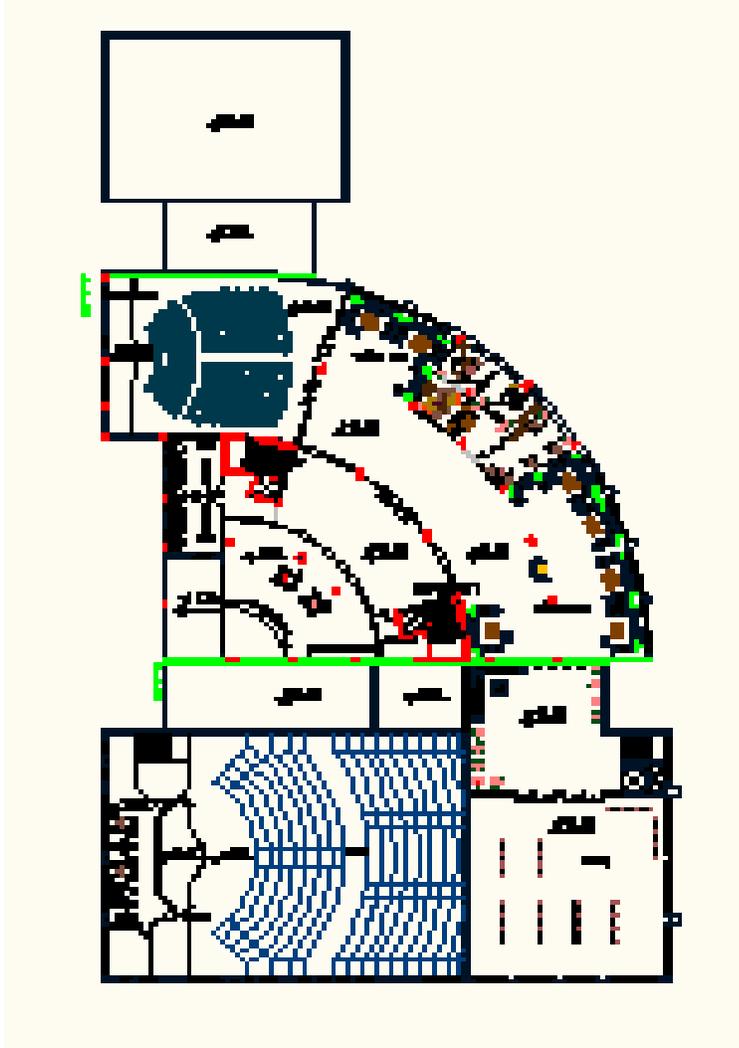
يتكون الطابق الأرضي من مساحات انتظار , كافيتيريا , مدرجين , غرف تحكم وغيار خاصة بالمدرج ودورات مياه . كما هو موضح في الشكل (3-2) .



الشكل (3-2): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

3-4-2 الطابق الأول:-

(منسوب 11.6 م) بمساحة تقدر بـ 2372.5 م².
يتكون الطابق الأول من غرفة الإدارة , قاعة اجتماعات , غرفة السكرتير , وغرفة موظفين , قاعة , دورات مياه بالإضافة إلى معرض صور .
كما هو موضح في الشكل (4-2) .

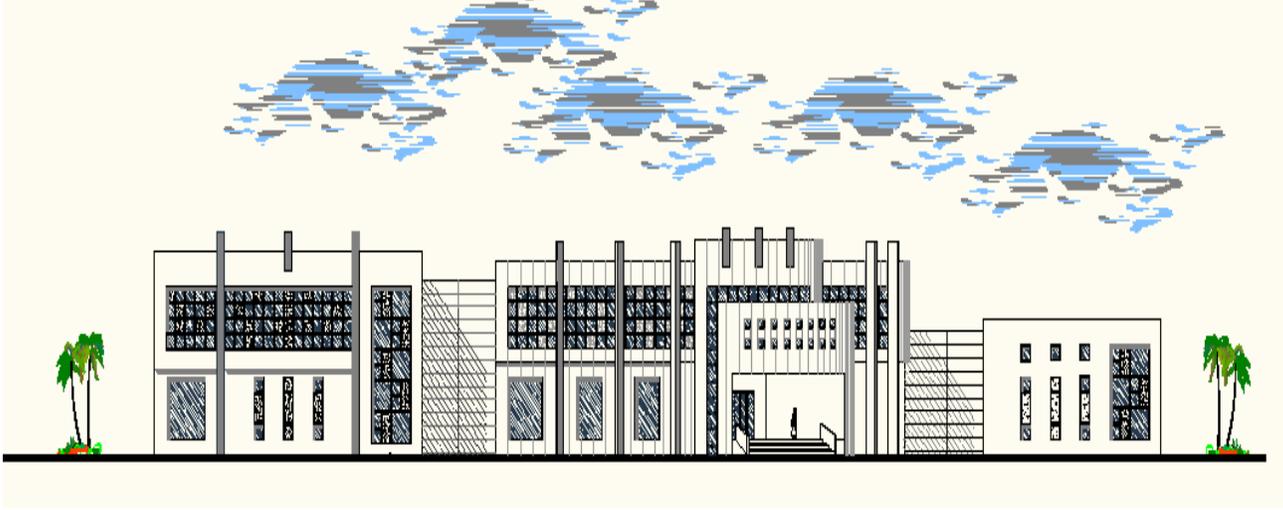


الشكل (4-2) : المسقط الأفقي للطابق الأول.

5-2 الواجهات :-

1-5-2 الواجهة الشرقية :

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



الشكل (5-2): الواجهة الشرقية .

2-5-2 الواجهة الغربية :

و يظهر فيها مدخل مواقف السيارات و تظهر الكتل المعمارية بشكل أوضح.



الشكل (6-2): الواجهة الغربية .

3-5-2 الواجهة الشمالية :

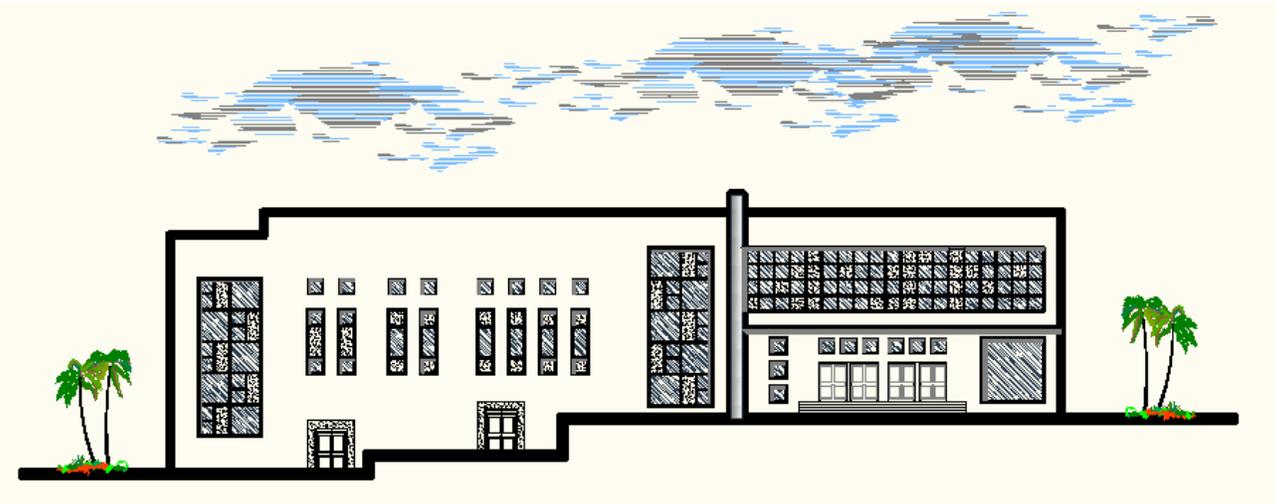
و يظهر فيها مداخل أخرى للمبنى بالإضافة لمدخل طوارئ .



الشكل (7-2): الواجهة الشمالية.

4-5-2 الواجهة الجنوبية :

و يظهر فيها مدخل فرعي للموظفين .



الشكل (8-2): الواجهة الجنوبية.

6-2 وصف الحركة و المداخل :-

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

7-2 المداخل :-

- يحتوي المشروع على مدخل رئيسي في الواجهة الشرقية : هو للاستخدام العام .
1. المدخل الغربي : وهو مدخل خاص للموظفين العاملين في المدرج .
 3. مدخل مواقف السيارات وهو مدخل خاص للسيارات و يتيح لأصحاب السيارات الدخول للمبنى من خلاله .

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 برامج الحاسوب.

1-3 مقدمة :-

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

كما ويتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمنا، مع المحافظة على التصميم المعماري للمشروع .

2-3 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 آمنا في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- 2- التكلفة الاقتصادية (Economical): وهي تحقيق أكبر 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 الأولى :-

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 تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح .

4-3-4- الأحمال:-

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

1-4-3 الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي تتكون منها المنشأة بصورة دائمة وثابتة, من حيث المقدار والموقع, بالإضافة لأجزاء إضافية كالفواطع 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 (1-3) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m ³)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	15
5	البلاط	23

أحمال الفواطع (Partition) = 1.5 KN/m²

2-4-3 الأحمال الحية:-

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

جدول (2-3) الأحمال الحية للمبنى

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m ²)
1	قاعات و مؤتمرات	5
2	الأدراج	3
3	السطح	1.5

3-4-3 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، 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 :-

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

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

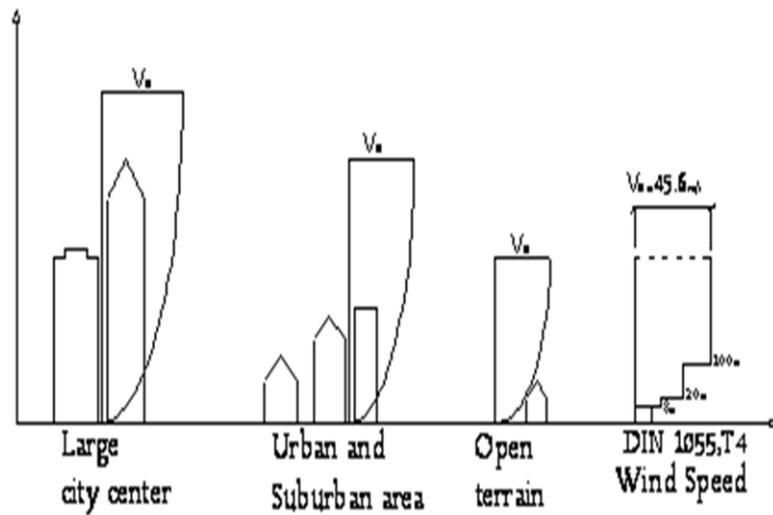
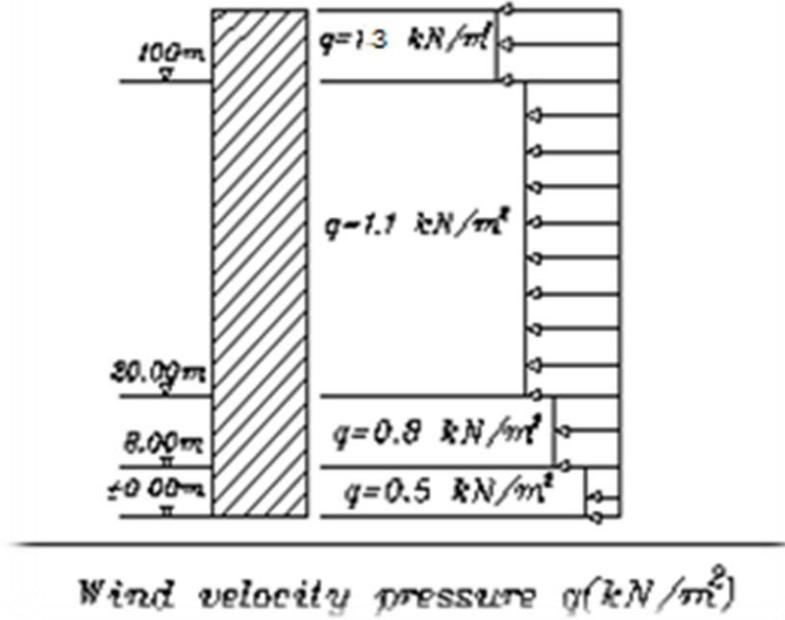
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن :

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

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

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



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

2-3-4-3 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 المنشأ 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 مأخوذاً من كود البناء الأردني.

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

أحمال الثلوج (KN /M ²)	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
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 (950م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

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

$$s_L = \frac{950 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.375(\text{KN}/\text{m}^2)$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، فنتج 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 الزلازل.

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.

5-3 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.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء, وتشمل: العقود, والجسور, والأعمدة, وجدران القص, والأدراج, والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية :

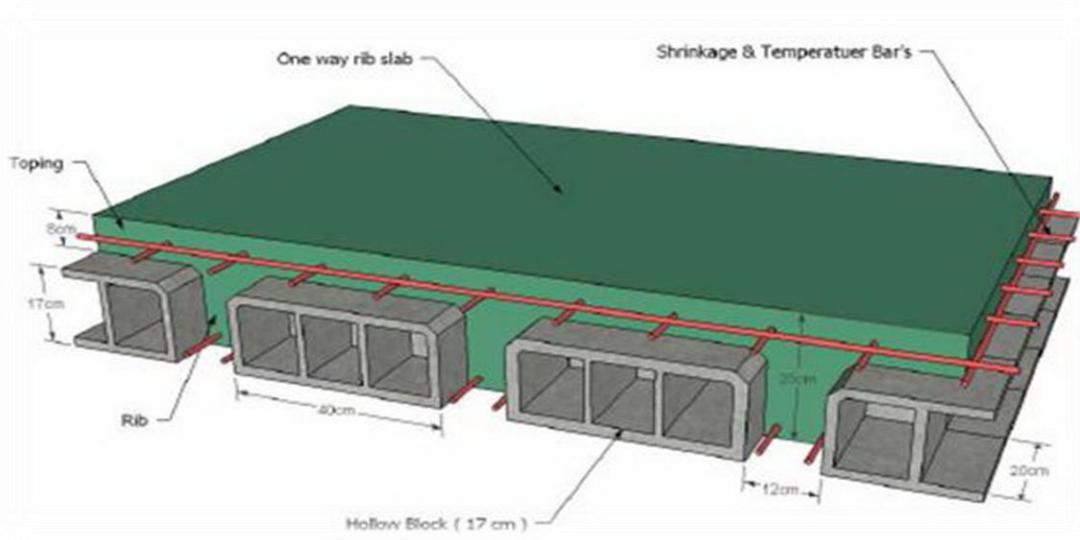
1-6-3 العقود:

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

1. عقود العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقود العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3. العقود المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
4. العقود (Flat plate) .

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

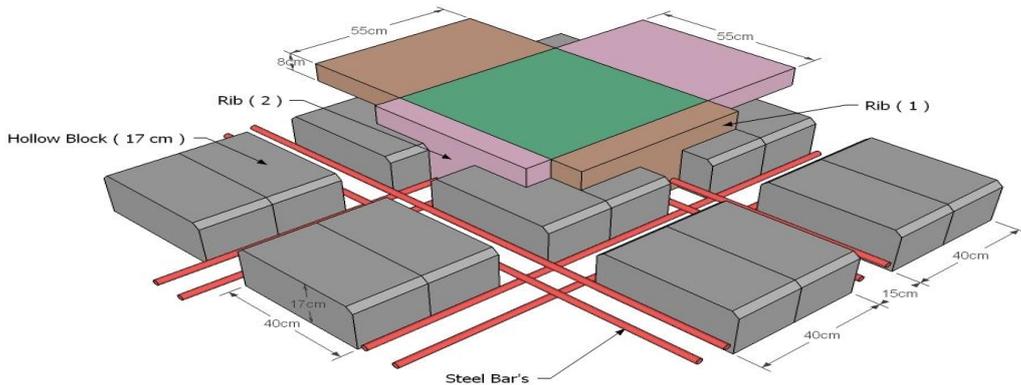
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (2-3)



الشكل (3 - 2) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد .

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

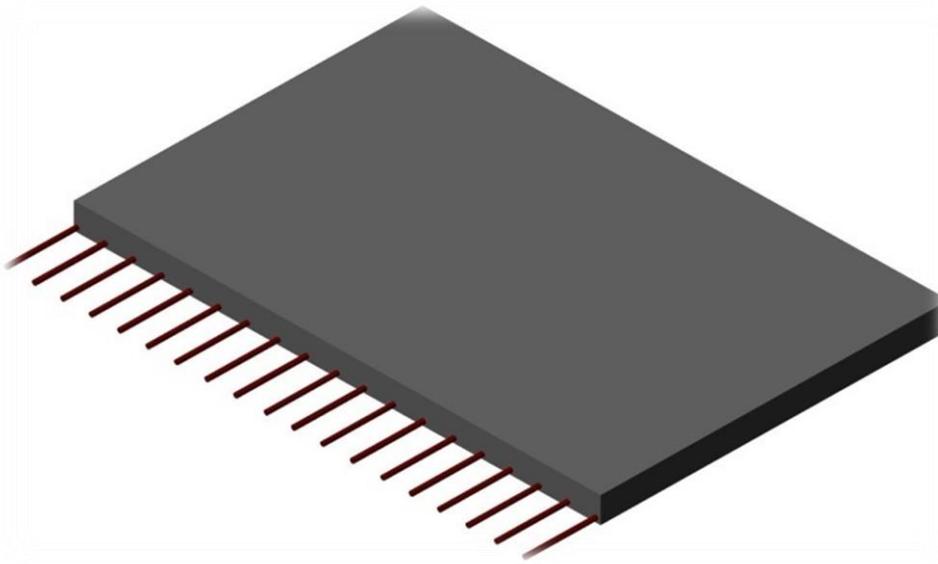
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-3):



الشكل (3 - 3) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

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

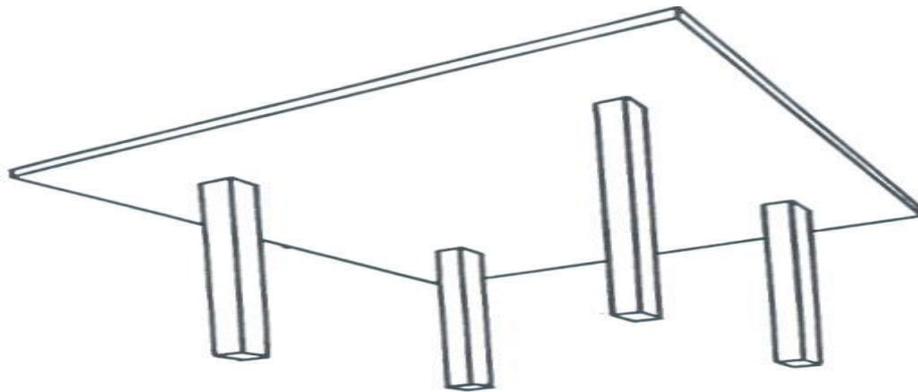
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (4-3):-



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

4-1-6-3 Flat plate:

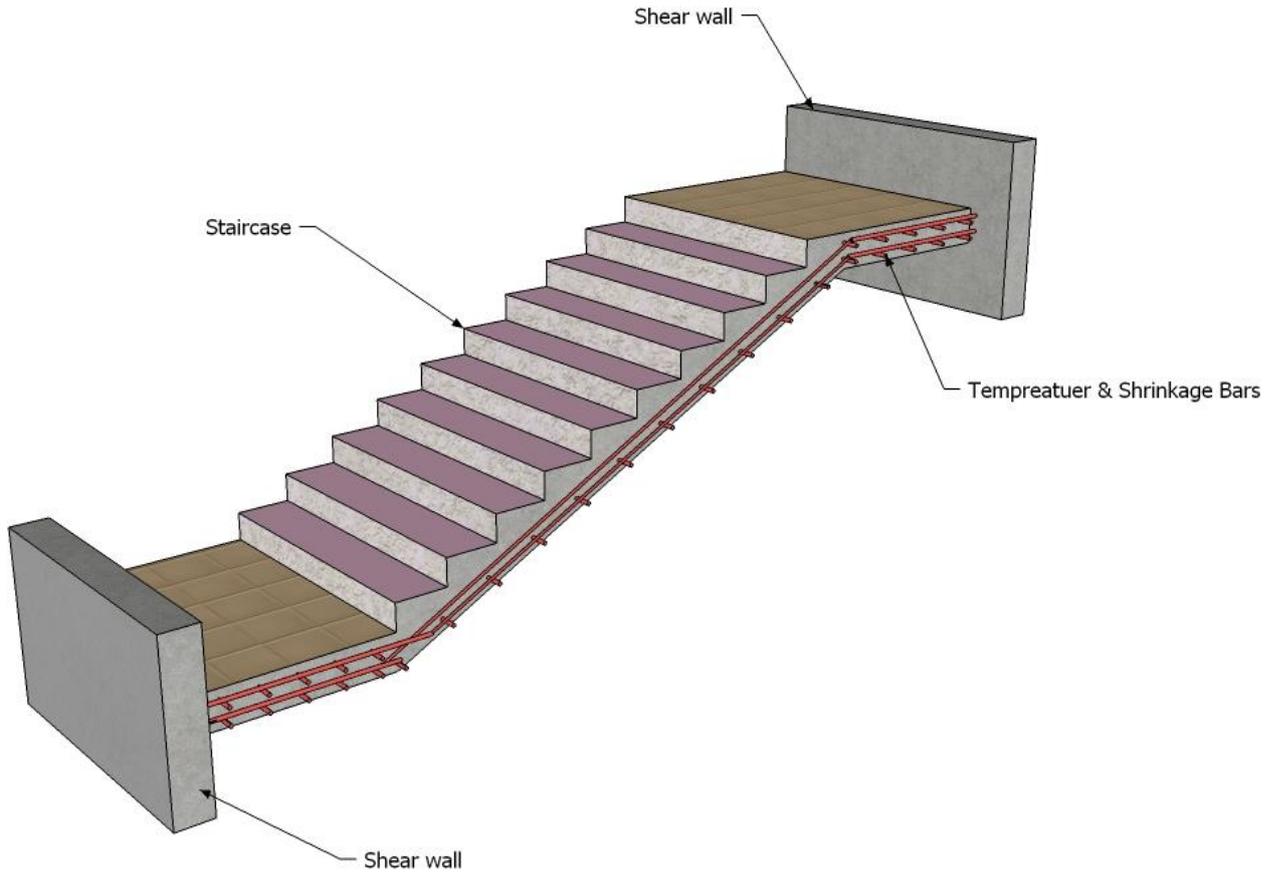
و تم استخدامها في حالة عدم الانتظام في توزيع الأعمدة.



الشكل (3 - 5) Flat Plate .

2-6-3 الأدرج:

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



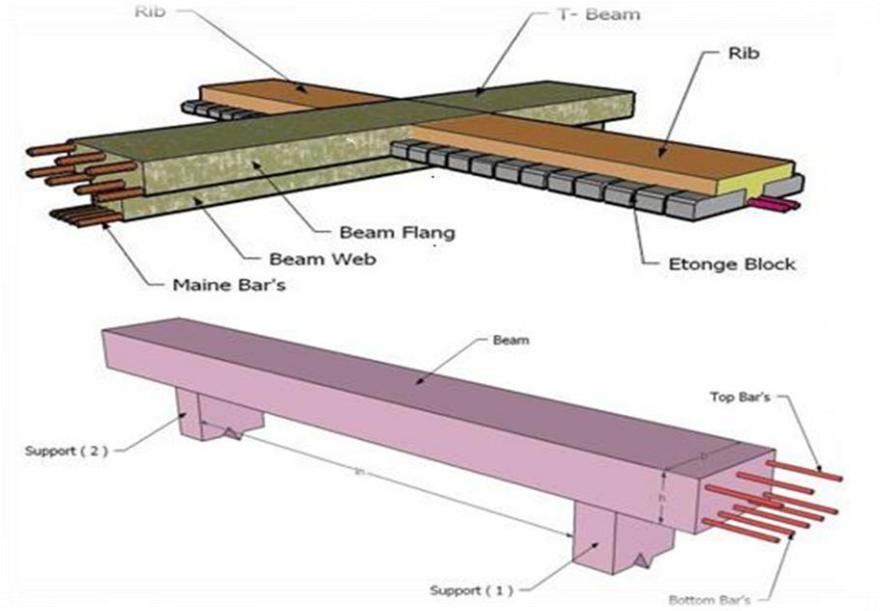
الشكل (3 - 6) :- الدرج .

3-6-3 الجسور:-

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

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

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (7-3) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



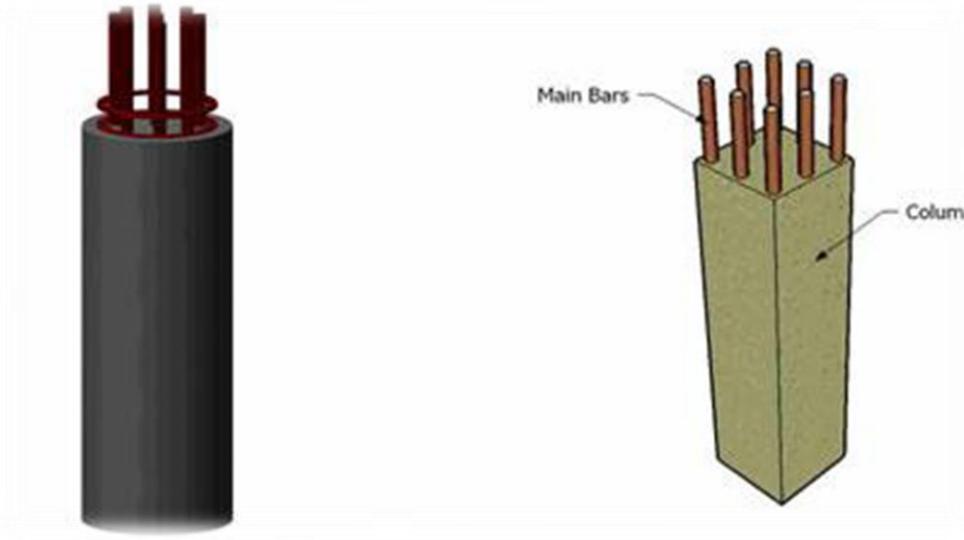
الشكل (3 - 7) : - أنواع الجسور المستخدمة في المشروع .

4-6-3 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).

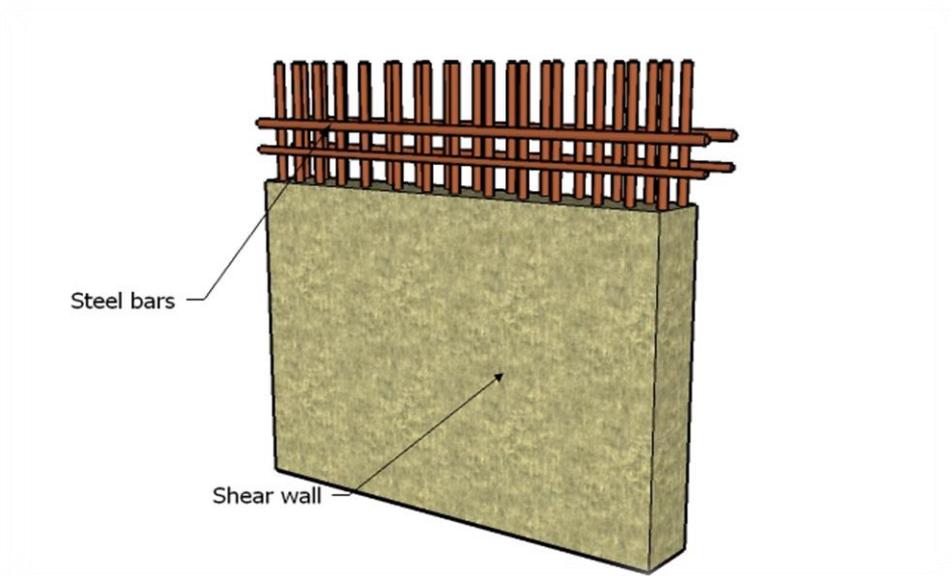
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة: هي المستطيلة والدائرية كما في الشكل (8-3).



الشكل (3 - 8) : - أنواع الأعمدة .

5-6-3 جدران القص:

هي الجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحياناً 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).



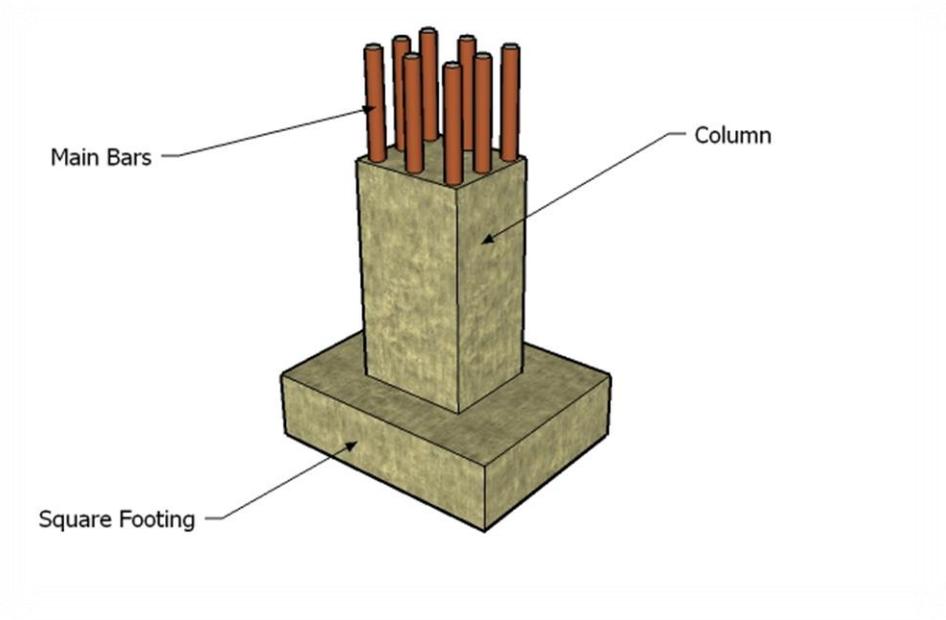
الشكل (3-9) جدار قص .

6-6-3 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)
- 4- أساسات بلاطة (Mat footing)

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



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 كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .



الشكل (3 - 11) فواصل التمدد.

8-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition
3. Atir 12
4. SAFE
5. STAAD Pro
6. Etabs
7. Sab

Chapter 4**Structural Analysis And Design**

- 4.1 Introduction .**
- 4.2 Design method and requirements .**
- 4.3 Design of one way rib slab .**
- 4.4 Design of one way solid slab .**
- 4.5 Design of beam .**
- 4.6 Design of long column .**
- 4.7 Design of stair .**
- 4.8 Design of shear wall .**
- 4.9 Design of basement wall .**
- 4.10 Design of isolated footing .**
- 4.11 Design of strip foundation .**
- 4.12 Design of truss .**

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

This project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much computer software such as: Atir & Safe & Etabs to find the internal forces, deflections & moments for all structural elements in order to design it.

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_11).

- ✓ 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,
Strength provided \geq strength required to carry factored loads.

NOTE:

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

❖ Code : ACI 2011
UBC 97

❖ Material :

Concrete: B350 , $f_c' = 35 \text{ N/mm}^2$, for circular section
but for rectangular section , $f_c' = 35 * 0.8 = 28 \text{ N/mm}^2$ (Mpa)

Reinforcement steel :

The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$ (MPa)}

Mild steel : A-36

Connection Type : Weld , Bolts

❖ Factored loads:

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

$$W_u = 1.4 D_L$$

OR : $W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L$ ACI-code-318-11

4.3 Design of one way Rib slab (R 1):

4.3.1 Determine the thickness of one way rib slab:

Check Thickness of one way rib slab :

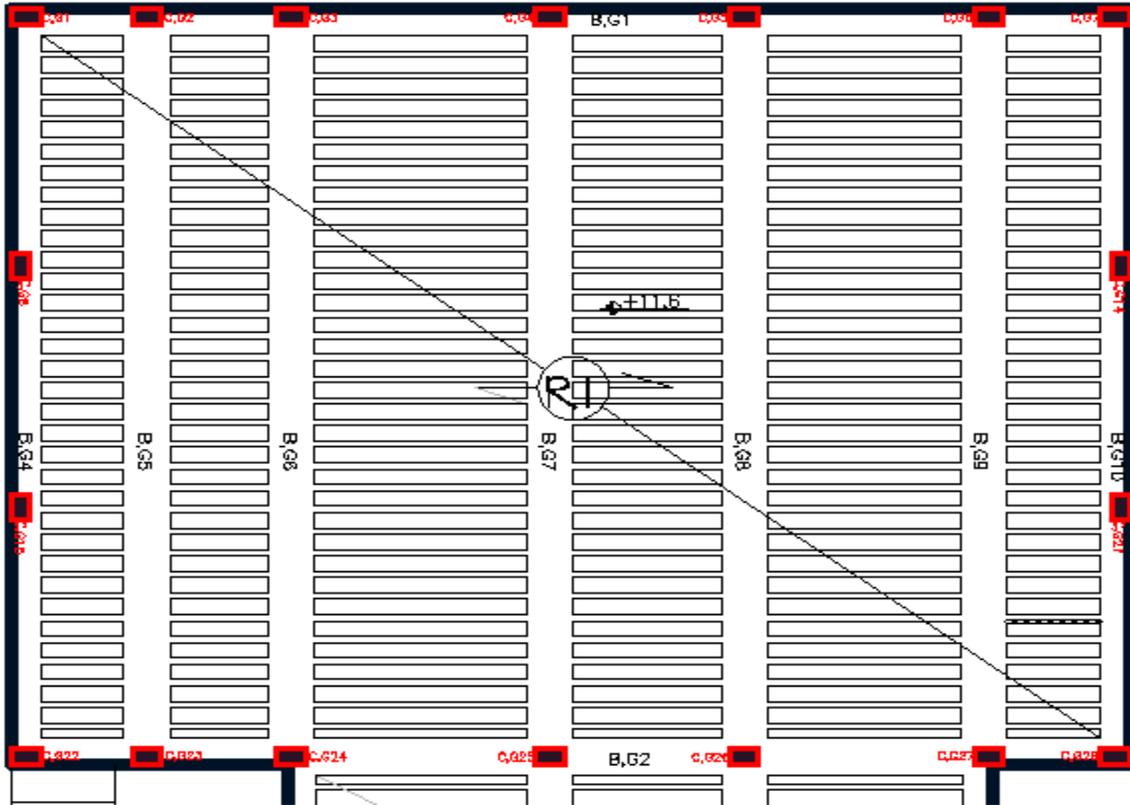


Fig 4.1: One Way Rib slab (R1)

❖ Statically system for (R1) :

The minimum required thickness is:

$$h_{min} = \frac{L}{18.5} = \frac{2100}{18.5} = 113.5 \text{ mm} \quad \text{for one-end continuous}$$

$$h_{min} = \frac{L}{18.5} = \frac{2200}{18.5} = 119.0 \text{ mm} \quad \text{for one-end continuous}$$

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{2500}{21} = 119. \text{ mm} \quad \text{for two-end continuous}$$

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{4500}{21} = 214.3 \text{ mm} \quad \text{for two-end continuous}$$

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{3400}{21} = 162.0 \text{ mm} \quad \text{for two-end continuous}$$

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{4300}{21} = 204.8 \text{ mm} \quad \text{for two-end continuous}$$

Select **h= 35 cm** .

4.3.2 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.

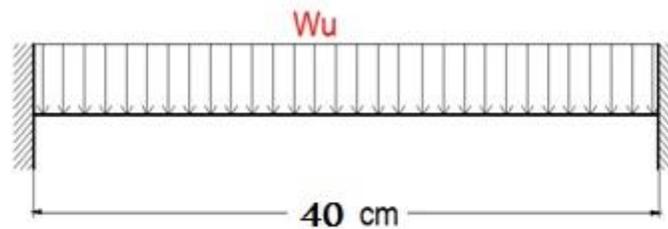


Fig 4.2: topping load.

❖ Load calculations:

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Topping	$0.08 \times 25 \times 1$	2.0
	Σ	2.0

Live load :

$$L_L = 1.5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow L_L = 1.5 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 1.5 \text{ KN/m}$$

Factored load :

$$W_U = 1.2 \times 2.0 + 1.6 \times 1.5 = 4.80 \text{ KN/m.}$$

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

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

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

$$\phi M_n = 0.55 \times 0.42 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.207 \text{ KN.m}$$

$$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.064 \text{ KN.m} \quad (\text{negative moment})$$

$$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.032 \text{ KN.m} \quad (\text{positive moment})$$

$$\phi M_n \gg M_u = 0.064 \text{ KN.m}$$

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

$$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018 \quad \text{ACI 7.12.2.1}$$

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

Step (s) is the smallest of :

1. $3h = 3 \times 80 = 280 \text{ mm.}$ control
2. 450mm.
3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm.}$

$$S \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 330 \text{ mm.}$$

Take $\phi 8 @ 200 \text{ mm}$ in both direction , $S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 280 \text{ mm} \dots \text{OK}$

4.3.3 Design of Rib (R1 , At Level +11.6) :

❖ Requirements For Ribbed Slab Floor According to ACI- (318-11) .

$b_w \geq 10 \text{ cm.}$ACI(8.13.2)

Select $b_w = 12 \text{ cm}$

$h \leq 3.5 \times b_w$ ACI(8.13.2)

Select $h = 35 \text{ cm} < 3.5 \times 12 = 42 \text{ cm}$

$t_f \geq L_n / 12 = 40 / 12 = 33.3$ACI(8.13.6.1)

$\geq 50 \text{ mm}$

Select $t_f = 80 \text{ cm}$

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

- $b_e \leq \frac{L}{4} = \frac{4000-800}{4} = 800 \text{ mm}$ L , is the clear span of the rib.
- $b_e \leq b_w + 16h_f = 120 + 16 \times 80 = 1400 \text{ mm}$.
- $b_e \leq \text{center to center spacing between adjacent beams} = 520 \text{ mm}$.

Control

❖ Statically system and Dimensions :

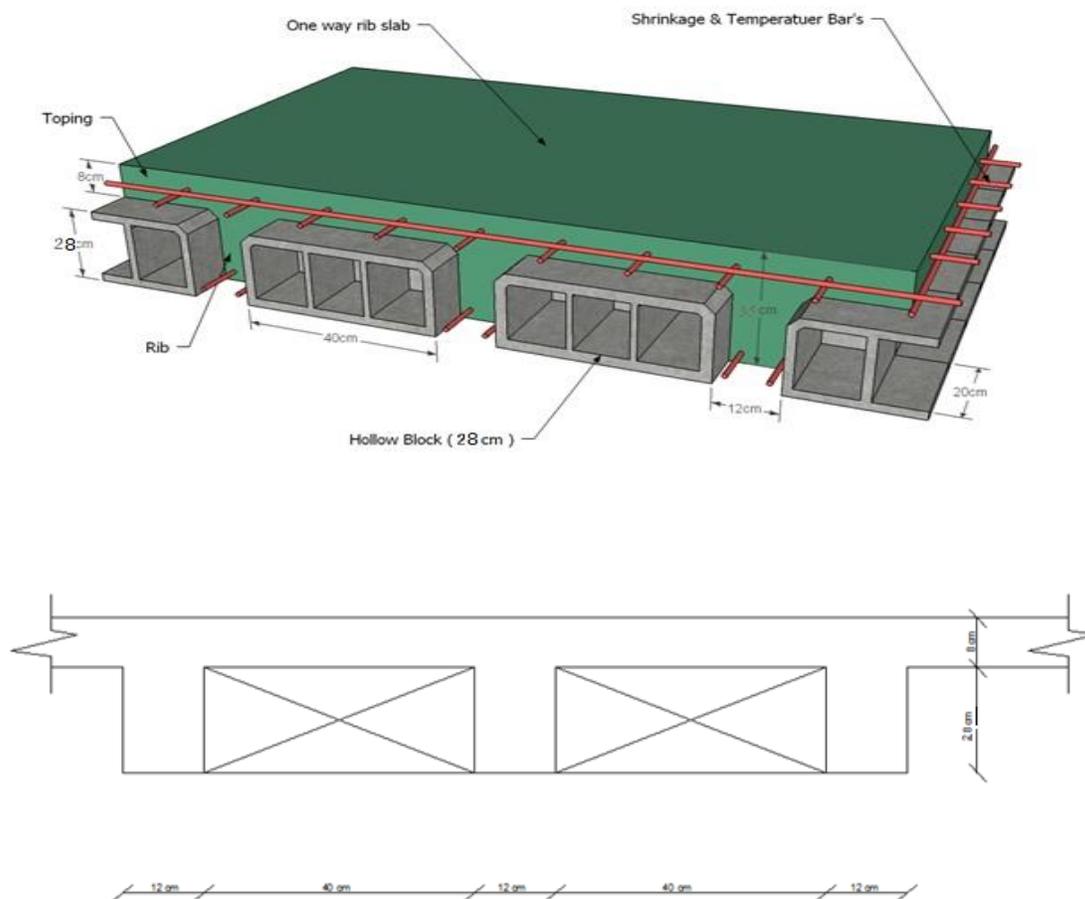


Fig 4.3: Section of one way Rib slab (R 1).

❖ Load calculations :

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.52$	1.04
RC rib	$0.27 \times 25 \times 0.12$	0.81
Hollow Block	$0.27 \times 15 \times 0.4$	1.62
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.52$	0.3432
	Σ	3.8132

Live load :

Live load /rib = $1.5 \text{ KN/m}^2 \times 0.52\text{m} = 0.78 \text{ KN/m}$.

Factored load :

$D_u = 1.2 \times 3.8132 = 4.576 \text{ KN/m}$.

$L_u = 1.6 \times 0.78 = 1.248 \text{ KN/m}$.

$W_u = 5.824 \text{ KN/m}$.

❖ Flexural Design for (R 1):

Moment design for R1:

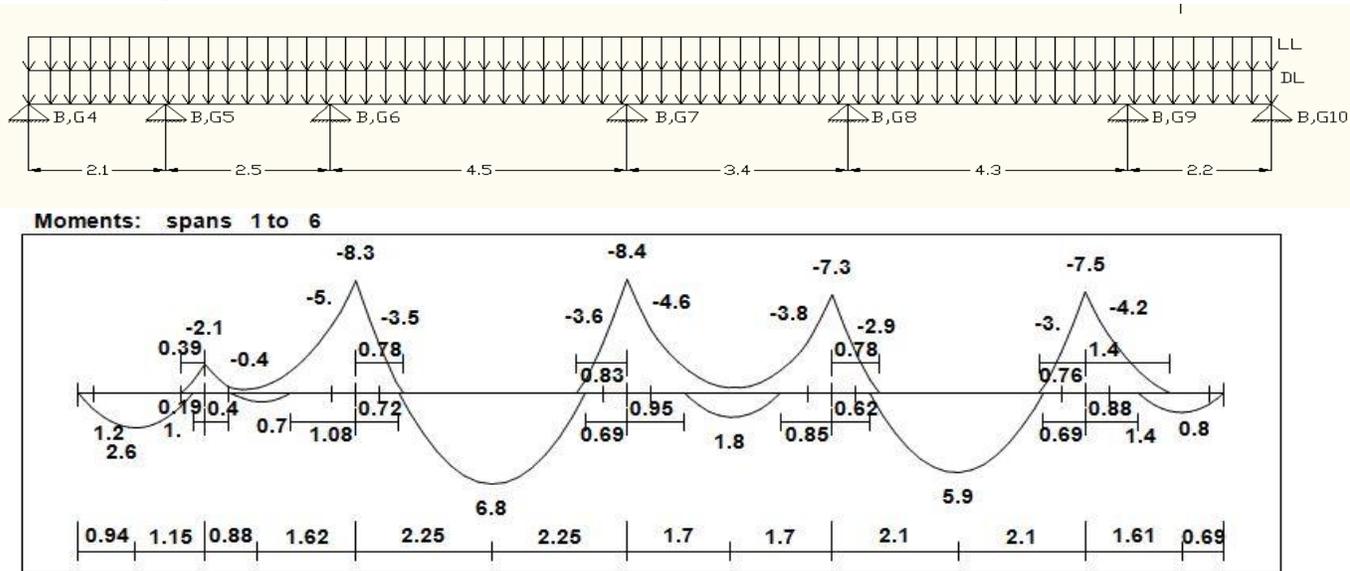


Fig 4.4: Moment envelope for R1

Design of positive moment :

Assume bar diameter $\phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314 \text{ mm.}$$

$$b_E = 52 \text{ cm} = 520 \text{ mm}$$

Span 3 :

$$\text{Max. } M_u^+ = 6.8 \text{ KN.m}$$

Check if $a \leq t$

If $a = t$

$$\Phi * M_n = 0.9 C \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\Phi * M_n = 0.9 * 0.85 * 24 * 80 * 520 * \left(314 - \frac{80}{2} \right) = 209.3 \text{ KN.m}$$

$$\Phi * M_n = 209.3 \text{ KN.m} \gg 6.8 \text{ KN.m}$$

$a < t$ for all spans

Design as rectangular section with $b = b_E$

$$K_n = \frac{\frac{M_u}{\Phi}}{b * d^2} = \frac{\frac{6.8 * 10^6}{0.9}}{520 * 314^2} = 0.147 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * K_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.147}{420}} \right) = 0.000351$$

$$A_{s_{req.}} = \rho * b * d = 0.000351 * 520 * 314 = 57.31 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 314 = 109.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{420} * 120 * 314 = 125.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

$$A_{s_{req.}} = A_{s_{min.}} = 125.6 \text{ mm}^2$$

For $\Phi 10$ $A_s = 78.5 \text{ mm}^2$

Use 2 $\Phi 10$ For all Span with $A_s = 157 \text{ mm}^2$

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

Check strain :

$$T = C$$

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

$$157 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot a \cdot 520$$

$$a = 6.22$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.3 \text{ mm}$$

$$\frac{0.003}{7.3} = \frac{0.003 + \epsilon_s}{194}$$

$$\epsilon_s = 0.0767 > 0.004$$

$$A_s < A_s \text{ max.}$$

$$\epsilon_s = 0.0767 > 0.005$$

$$\phi = 0.9$$

Tension controlled section .Ok.

Design of negative moment :

Support 3:

$$\text{Max. } M_u^- = 8.4 \text{ KN.m}$$

Design as rectangular section with $b = b_w = 120 \text{ mm}$

$$K_n = \frac{\frac{M_u}{\phi}}{b \cdot d^2} = \frac{\frac{8.4 \cdot 10^6}{0.9}}{120 \cdot 314^2} = 0.789 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot K_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 0.789}{420}} \right) = 0.0019$$

$$A_{s_{req.}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0019 \cdot 120 \cdot 314 = 71.59 \text{ mm}^2 < A_{s_{min.}} = 125.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req.}} = A_{s_{min.}} = 125.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{For } \Phi 10 \quad A_s = 78.5 \text{ mm}^2$$

Select 2 $\Phi 10$ For all spans with $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Check strain :

$$T = C$$

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

$$157 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot a \cdot 120$$

$$a = 26.9 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.9}{0.85} = 31.69 \text{ mm}$$

$$\frac{0.003}{31.69} = \frac{0.003 + \epsilon_s}{194}$$

$$\epsilon_s = 0.015 > 0.004$$

$$A_s < A_s \text{ max.}$$

$$\epsilon_s = 0.0767 > 0.005$$

$$\phi = 0.9$$

Tension controlled section .Ok.

Shear Design for (R1) :

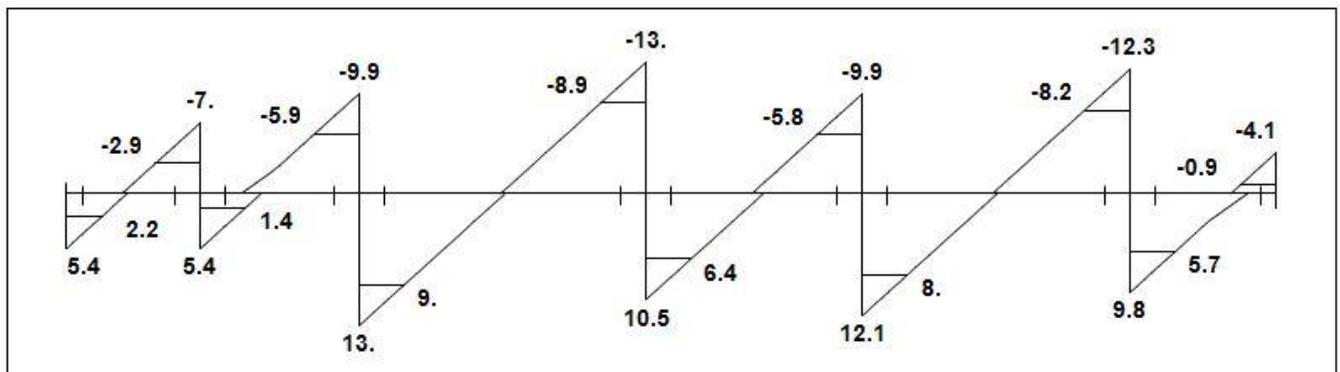


Fig 4.5: Shear envelope for R1

Max. V_u at distance d from support = 9 KN

V_u at $d = 314$ mm from the face of support.

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

$$1.1 * \phi * v_c = 1.1 * 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$1.1 * \phi * v_c = 1.1 * 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 120 * 314 = 25.38 \text{ KN} > V_u = 9 \text{ KN}$$

No shear reinforcement is required

Select $\Phi 8/50$ cm montage.

4.4 Design of one way solid slab (S3) :

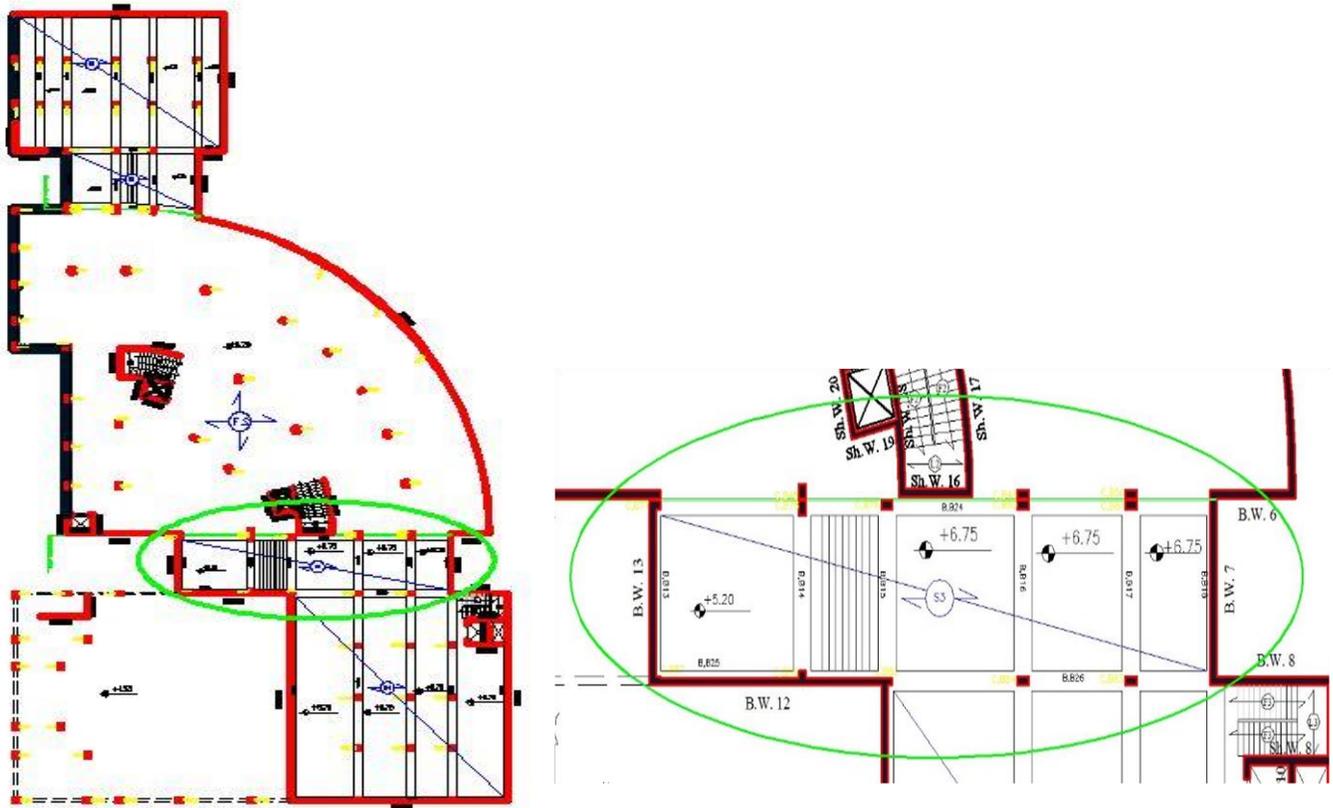


Fig 4.6: One way solid slab (S3)

Live load(KN/m ²)	f_c'	f_y
LL = 5 KN/m ²	$f_c' = 28\text{Mpa}$	$f_y = 420\text{ Mpa}$

4.4.1 Slab thickness and load calculation :

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

From *ACI-318-11 table (9.5a)*

Min h (deflection requirement) \geq :

$$\frac{L}{24} = \frac{6.1}{24} = 0.25m, \text{ for One end continuous:}$$

For One way solid slab, we will use thickness of slab 25 cm

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement.

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

Thickness of slab provided	Thickness of slab required
$h = 25\text{cm}$	25 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 :

Load Calculations for 1 m strip Solid Slab

material	γ	h	b	KN/m
Tiles	23	0.03	1	0.69
Morter	22	0.03	1	0.66
Sand	16	0.07	1	1.12
RC slab	25	0.25	1	6.25
Plaster	22	0.02	1	0.44
Σ dead				9.16
Live Load	5		1	5

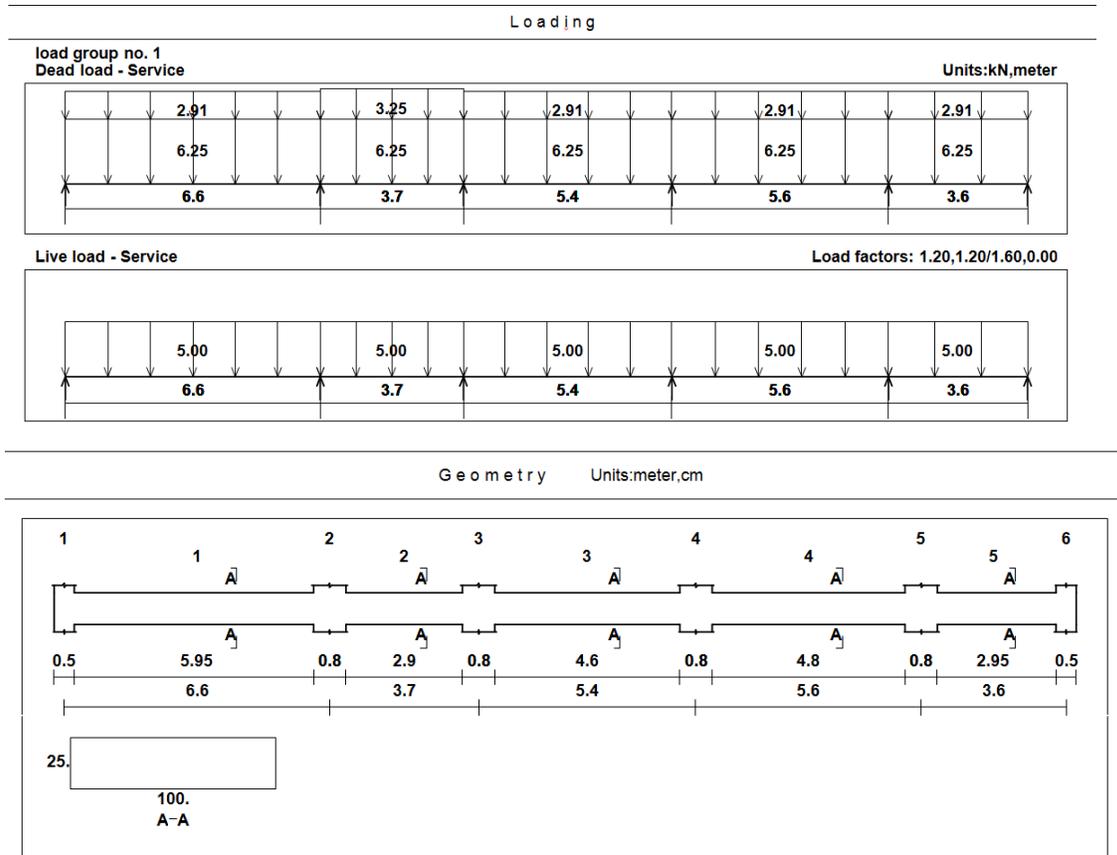


Fig.4.7 : Spans Length and loads of One way solid slab (S3).

❖ Moment and shear diagrams :

The Development Moment diagrams for slab has width =1m , and the thickness is 25 cm as following :

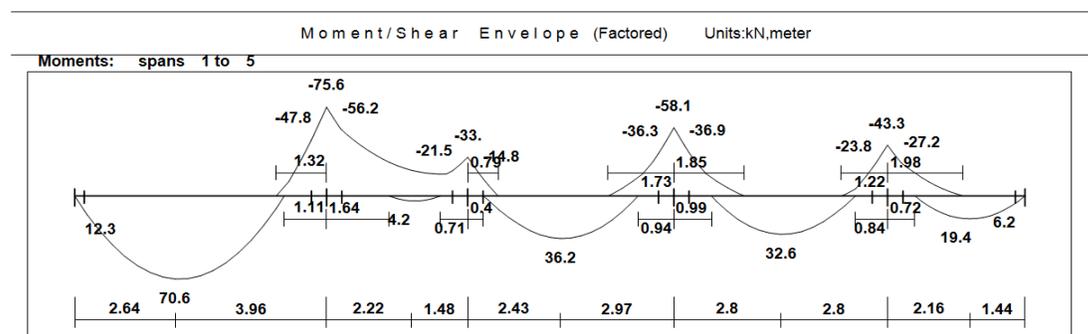


Fig.4.8 : Moment envelope for S3

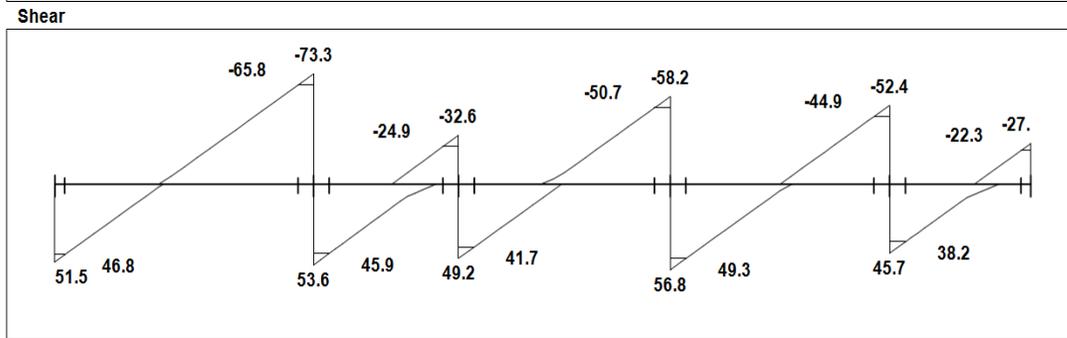


Fig.4.9 : Shear envelope for S3

4.4.2 Design of slab (S3) :

❖ Design of shear :

check whether thickness is adequate for shear :

$$V_{u,\max} = 65.8 \text{ KN} / 1\text{m strip}$$

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

$$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 223 = 147.5 \text{ KN} / 1 \text{ m strip}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{147.5}{2} = 73.75 \text{ KN/m strip}$$

$$\Phi V_c = 147.5 > \frac{1}{2} \Phi V_c = 73.75 > V_{u,\max} = 65.8$$

The thickness of the slab is adequate.

$V_{u,\max}$ (KN)	ΦV_c (KN)
65.8	147.5

❖ Design of moment :

For negative Moment :

$M_u \text{ max.} = 56.2 \text{ KN.m}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$K_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{56.2 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.225)^2} = 1.233 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.233)}{420}} \right) = 0.003$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.003 * 100 * 22.5 = 6.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A_s (cm ² /m)	m	K_n (Mpa)	ρ	M_u (KN.m)
6.75	17.65	1.233	0.003	56.2

Check Minimum Reinforcement $A_s \text{ min.} \dots$ (ACI- 318M-11 (10.5.1))

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 6.75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 4.5 \text{ cm}^2 \dots \text{ Ok}$$

Use $\Phi 14 / 20 \text{ cm}$, $A_{s \text{ prov.}} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{m}$

Step(s) is the smallest of :-

$$1. \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

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

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

$$2. = 3 * h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

$$3. = 450 \text{ mm.}$$

Use **Φ14 / 20 cm** in main direction

Check for strain :

Tension = Compression

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

$$769 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 13.58 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.58}{0.85} = 15.97 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{225 - 15.97}{15.97} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0392 > 0.005 \longrightarrow ok$$

For Positive Moment :

Mu max. = 70.60 KN.m

Assume bar diameter Φ10 for main reinforcement

$$d = h - 20 - db = 250 - 20 - (10 / 2) = 225 \text{ mm}$$

h(mm)	db(mm)	D(mm)
250	10	225

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$K_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{70.6 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.225)^2} = 1.55 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(1.55)}{420}} \right) = 0.00382$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00382 * 100 * 22.5 = 8.595 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As (cm ² /m)	m	Kn (Mpa)	ρ	Mu (KN.m)
8.595	17.65	1.55	0.00382	70.60

Check Minimum Reinforcement $A_s \text{ min} \dots (\text{ACI- 318M-11 (10.5.1)})$

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

$$A_s \text{ req} = 859.5 \text{ mm}^2/\text{m} > A_s \text{ min} = 450 \text{ mm}^2/\text{m} \dots \text{Ok}$$

Use $\Phi 16 @ 200 \text{ mm}$, $A_s \text{ prov.} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$

Step(s) is the smallest of:-

$$1. \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c$$

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

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

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

Use $\Phi 16 / 20$ cm in main direction

$$M_u = + 36.20 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$K_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2}$$

$$K_n = \frac{36.2 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.225)^2} = 0.8 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.8)}{420}} \right) = 0.00194$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00194 * 100 * 22.5 = 4.365 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As (cm ² /m)	m	Kn(Mpa)	ρ	M_u (KN.m)
4.365	17.65	0.8	0.00194	36.2

Check Minimum Reinforcement $A_s \text{ min} \dots (\text{ACI- 318M-11}-(10.5.1))$

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

$$A_{s \text{ req}} = 436.5 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = A_s \text{ min} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Use $\Phi 12 @ 20$ cm, $A_s \text{ prov.} = 565 \text{ mm}^2/\text{m} > A_s \text{ req} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$

step (s) is the smallest of :-

$$\begin{aligned}
 1. & \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c \\
 & \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y} \right) - 2.5 * 20 = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330\text{mm} \\
 & \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm (control)} \\
 2. & \leq 450 \text{ mm.}
 \end{aligned}$$

Use $\Phi 12 / 20$ cm in main direction

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$1005 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 17.73\text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.73}{0.85} = 20.86\text{mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{225 - 20.86}{20.86} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0293 > 0.005 \longrightarrow ok$$

As min. for Temperature and Shrinkage :

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 4.5\text{cm}^2 \quad (\text{control})$$

Use $\Phi 10 @ 150$ mm

Step(s) is the smallest of :-

$$\begin{aligned}
 1. & \leq 5 * h = 5 * 250 = 1250 \text{ mm} \\
 2. & \leq 450 \text{ mm.} \quad (\text{control})
 \end{aligned}$$

4.5 Design of Beam :

4.5.1 Load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Beam B,G 10	$0.35 \times 0.5 \times 25$	4.375
Plaster	$0.03 \times 22 \times 0.5$	0.33
Σ		4.705

Dead load calculations:

$$\text{Live Load} = 1.5 \text{ KN/m}^2. \quad L_L = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN/m.}$$

Determination of factored dead & live load:

$$\text{Factored dead load} = 1.2 \times \text{Dead load} = 1.2 \times 4.705 = 5.646 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Factored Live load} = 1.6 \times \text{live load} = 1.6 \times 0.75 = 1.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$W = 5.646 + 1.2 = 6.846 \text{ KN/m}^2.$$

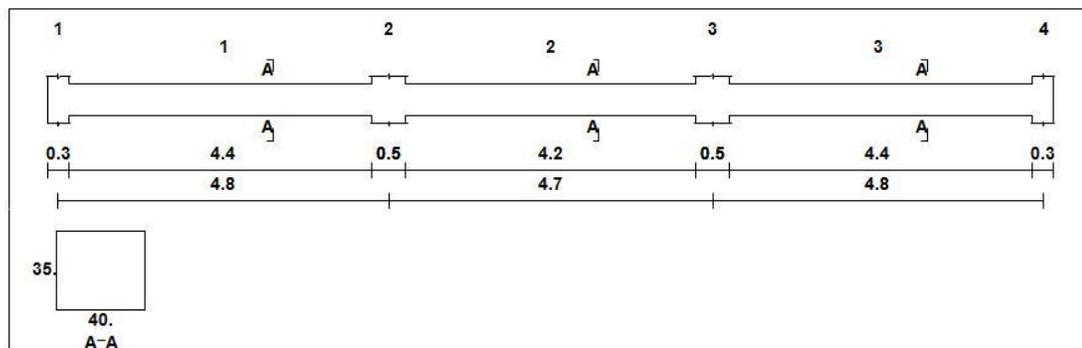


Fig.4.10 : Beam spans and section

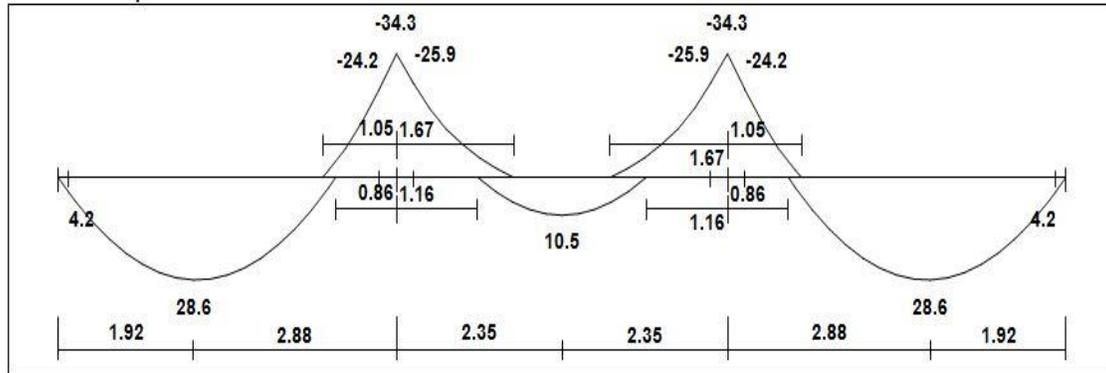


Fig.4.11 : Moment envelope of beam.

4.5.2 Design of beam (B,G10) :

span 1 and span2 :

$$M_{umax} = 28.6 \text{ KN.m.}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - 6 = 294$$

$$k_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{31.78}{400 \cdot 294^2} = 0.92 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.92}{420}} \right) = 0.00224$$

$$A_s \text{ req} = \rho \cdot e_q \cdot b \cdot d = 0.00179 \cdot 400 \cdot 294 = 263.42 \text{ mm}^2$$

Check $A_s \text{ min}$:

$$A_s \text{ min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 0.25 \cdot \sqrt{24} \cdot 400 \cdot 294 / 420 = 342.93 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d = 392 \quad (\text{control}).$$

So; $A_s \text{ min} \gg A_s \text{ req}$

Select $\emptyset 12$

$$\frac{392}{A_{\emptyset 12}} = 3.47 \approx 4$$

So , Select **4Ø12**

with $A_s = 452.4 \text{ mm}^2$

Check of strain :

$$T = C$$

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

$$452.4 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot a \cdot 400$$

$$a = 23.26$$

$$x = \frac{a}{\phi} = \frac{23.26}{0.85} = 27.4 \text{ mm.}$$

$$\frac{0.003}{27.4} = \frac{0.003 + \epsilon_s}{294}$$

$$\epsilon_s = 0.029 > 0.004$$

$$A_s < A_s \text{ max.}$$

$$\epsilon_s = 0.029 > 0.005$$

$$\phi = 0.9$$

Tension controlled. OK.

❖ Design of positive moment :

Span 2:

$$M_u^+ = 10.5 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{11.67 \cdot 10^6}{400 \cdot 294^2} = 0.337 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.337}{420}} \right) = 0.00081$$

$$A_s \text{ req} = \rho \text{ req} \cdot b \cdot d = 0.00081 \cdot 400 \cdot 294 = 95.25 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ req} < A_s \text{ min} = 392$$

$$A_s \text{ req} = 392 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

Select $\emptyset 12$

$$\frac{392}{A_{\emptyset 12}} = 3.46 \approx 4$$

Select $4\emptyset 12$

With $A_s = 452.4 \text{ mm}^2$. (control)

Check strain :

$$T = C$$

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

$$452.4 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot a \cdot 400$$

$$a = 23.26$$

$$x = \frac{a}{\emptyset} = \frac{23.26}{0.85} = 27.4 \text{ mm.}$$

$$\frac{0.003}{27.4} = \frac{0.003 + \epsilon_s}{294}$$

$$\epsilon_s = 0.029 > 0.004$$

$$A_s < A_s \text{ max.}$$

$$\epsilon_s = 0.029 > 0.005$$

$$\emptyset = 0.9$$

Tension controlled. OK.

Design of negative moment :

$$M_u = -34.3 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{38.1 \cdot 10^6}{400 \cdot 294^2} = 1.12 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 1.12}{420}} \right) = 0.00274$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot e_q \cdot b \cdot d = 0.00274 \cdot 400 \cdot 294 = 322.22 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} > A_{s \text{ req}}$$

$$A_{s \text{ req}} = 392 \text{ mm}^2 \quad (\text{control})$$

Select $\emptyset 12$

$$\frac{392}{A_{\emptyset 12}} = 3.4 \approx 4$$

Select **4 $\emptyset 12$**

$$\text{With } A_s = 452.4 \text{ mm}^2. \quad (\text{control})$$

Check strain :

$$T = C$$

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

$$452.4 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot a \cdot 400$$

$$a = 23.26$$

$$x = \frac{a}{\emptyset} = \frac{23.26}{0.85} = 27.4 \text{ mm.}$$

$$\frac{0.003}{27.4} = \frac{0.003 + \epsilon_s}{294}$$

$$\epsilon_s = 0.029 > 0.004$$

$$A_s < A_s \text{ max.}$$

$$\epsilon_s = 0.029 > 0.005$$

$$\emptyset = 0.9$$

Tension controlled. OK.

❖ Design of shear :

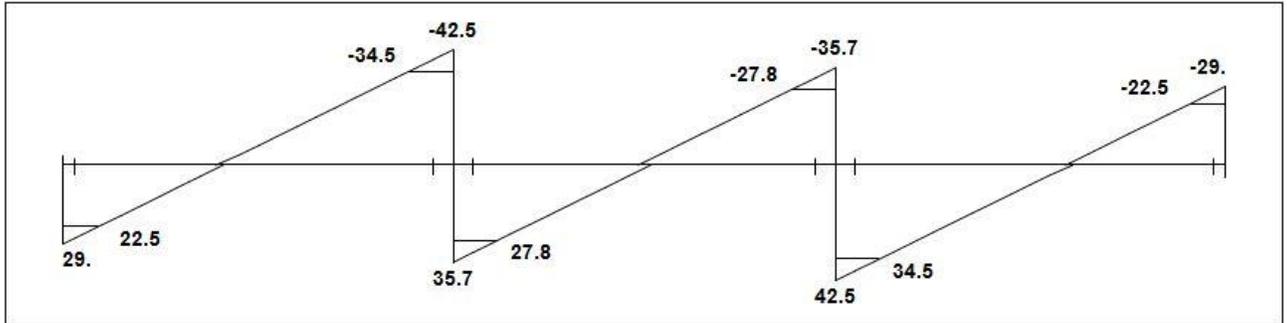


Fig.4.12 : Shear envelope of beam.

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 400 \times 294 = 72 \text{ KN}$$

at $V_{\text{umax}} = 34.5$

case 2 :

$$0.5 * \phi V_c \leq V_u < \phi V_c$$

$$V_{\text{umax}} \leq 0.5 * \phi V_c = 36 \text{ KN}$$

Minimum shear reinforcement is required.

Use $\phi 8$ two legs with $A_v = 100.53 \text{ mm}^2$.

$$\text{Req. } s = \text{min. Of } : \frac{3 A_v f_{yt}}{b_w} = 253 \text{ mm}$$

$$\frac{16 A_v f_{yt}}{b_w \sqrt{f'_c}} = 275 \text{ mm.}$$

$$S = 253 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} \leq \frac{d}{2} = \frac{294}{2} = 147 \text{ mm.}$$

$$\leq 600 \text{ mm.}$$

Use $\phi 8$ 2 leg / 10 cm .

$$\text{At } V_u = 27.8 \text{ KN} \leq 0.5 * \phi V_c = 36 \text{ KN}$$

Use Use $\phi 8$ 2 leg / 20 cm . (Montage)

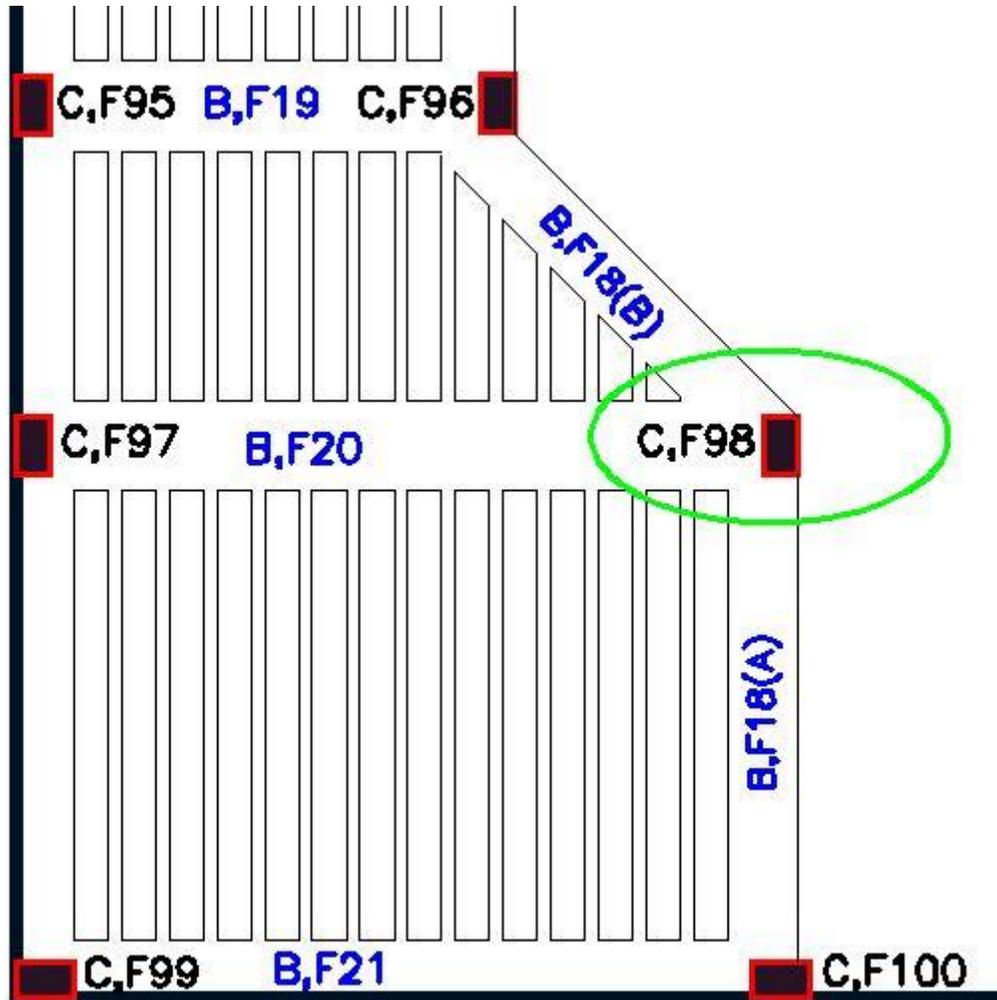
4.6 Design Of Long Column (C 98) :

Fig 4.13 Position of column (C,98)

Column	Column Dimensions	f_c'	f_y
Col. 98	50cm*30cm	28 Mpa	420Mpa

C,98 :

$$Dl = 540.96$$

$$Ll = 129.65$$

$$Pu = 856.59$$

❖ In 0.5 m-Direction (about x axis)

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$Lu = 3.3 - 0.32 = 2.98 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

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.

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 2.98}{0.3 \times 0.5} = 19.87 < 22$$

∴ short Column in 0.5m:direction

❖ In 0.3 m-Direction (about y axis)

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$Lu = 3.3 - 0.32 = 2.98 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

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.

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

$$\frac{1 \times 2.98}{0.3 \times 0.3} = 33.11 > 22$$

\therefore long Coloumn in 0.3m:direction

$$EI = 0.4 \frac{E I_g}{1 + \beta_d} \quad \dots\dots\dots [ACI318-05 (Eq. 10-15)]$$

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

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (540.96)}{856.592} = 0.76 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{.5 \times 0.3^3}{12} = 0.001125 \text{m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025 \times 0.001125}{1 + 0.76} = 6.36 \text{N.m}^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 5.89}{(1.0 \times 2.98)^2} = 7.06 \text{MN}.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad \dots\dots\dots ACI318-05(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad \dots\dots\dots \text{According to ACI318-05(10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad \dots\dots\dots ACI318-05(Eq. 10-12)$$

$$1.4 > \delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{856.592}{0.75 \times 6500}} = 1.19 > 1$$

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

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

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0288}{0.5} = 0.057$$

$$d = 500 - 40 - 10 - (14/2) = 443$$

$$d = 40 + 10 + (14/2) = 57$$

$$\gamma = 0.75$$

From the interaction diagram in chart: $\rho = 0.01$

Select the longitudinal bars:

$$A_s = \rho \times A_g = 0.01 \times 500 \times 300 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{use } \mathbf{10 \text{ } \varnothing \text{ } 14} \Rightarrow A_s = 1539.38 \text{ mm}^2$$

❖ Design of the Stirrups:

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

$$\text{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.4 = 22.4 \text{ cm}$$

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

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

Use $\varnothing 10 @ 20 \text{ cm}$

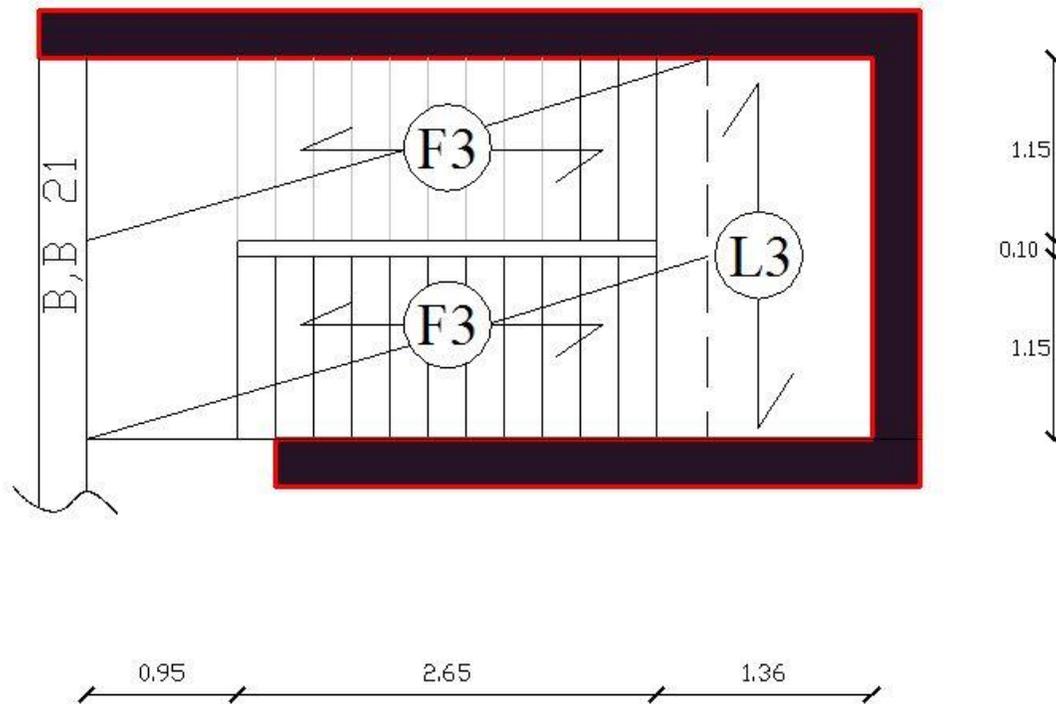
4.7 Design Of Stair 3 :

Fig. 4.14 Stair 3

4.7.1 Determination of Thickness and load calculation :

❖ Thickness of slab :

height = 4.00 m

Rise = $4.00/24 = 16.7$ cm

height	rise	run	LL	f_c'	f_y
4.0m	16.7 cm	24 cm	5 KN/m ²	28 Mpa	420 Mpa

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

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

$$h_{\min} = 4.0 / 20 = 20 \text{ cm}$$

Use **h = 20 cm**.

$$\theta = \tan^{-1}(16.7 / 24) = 34.8^\circ$$

h (cm)	θ
20	34.8°

❖ Load Calculations :

Dead Load calculations of Flight :

$$Plaster = \frac{0.02 * 22}{\cos 34.8} = 0.536 \text{ KN/m}$$

$$concrete = \frac{0.20 * 25}{\cos 34.8} = 6.09 \text{ KN/m}$$

$$H.mortar = \frac{27}{24} 0.02 * 22 = 0.495 \text{ KN/m}$$

$$V.mortar = \frac{1}{0.24} 0.02 * 22 * 0.167 = 0.306 \text{ KN/m}$$

$$stair = 0.5 * 0.167 * 1 * 25 = 2.087 \text{ KN/m}$$

$$H.Tile = \frac{27}{24} 0.03 * 23 = 0.776 \frac{KN}{m}$$

$$V.Tile = \frac{1}{0.24} 0.03 * 23 * 0.167 = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total load (DL)} = 10.77 \text{ KN/m}$$

$$\text{Live load (LL)} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Dead Load calculations of Landing

material	gama	h(m)	b(m)	KN/m
Tiles	23	0.03	1	0.69
Mortar	22	0.02	1	0.44
Sand	16	0.07	1	1.12
R C	25	0.20	1	5
Plaster	22	0.02	1	0.44
Total load (DL)				7.7
Live load (LL) = 5 KN/m ²				

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

For flight , $W = 1.2*10.77 + 1.6*5 = 20.9$ KN/m

For landing , $W = 1.2*7.7 + 1.6*5 = 17.24$ KN/m

W_{flight} (KN/m)	$W_{landing}$ (KN/m)
20.9	17.24

4.7.2 Structural System of flight :

❖ Structural System Of Flight (F3) :

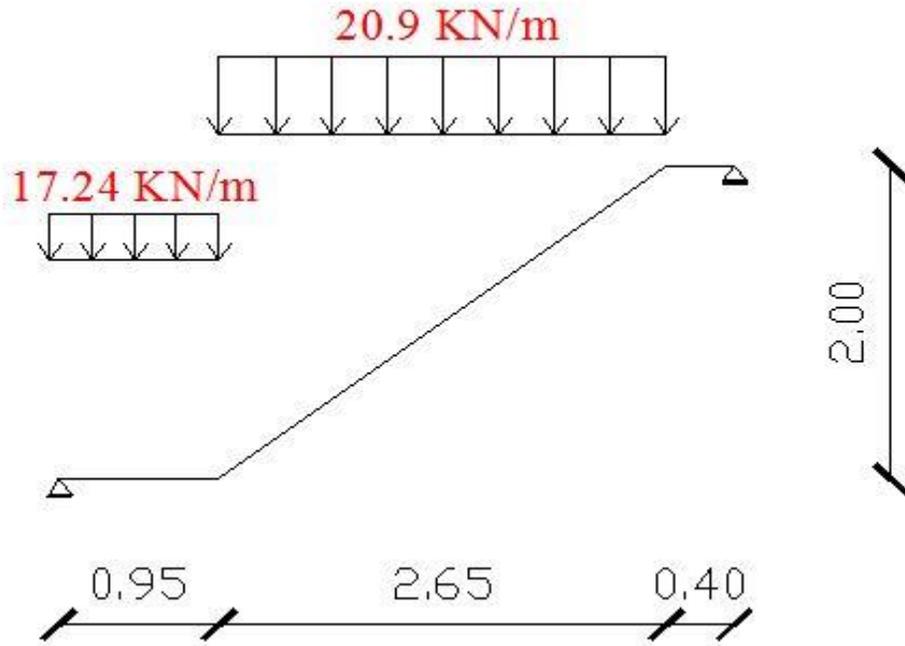


Fig 4.15 Load of flight

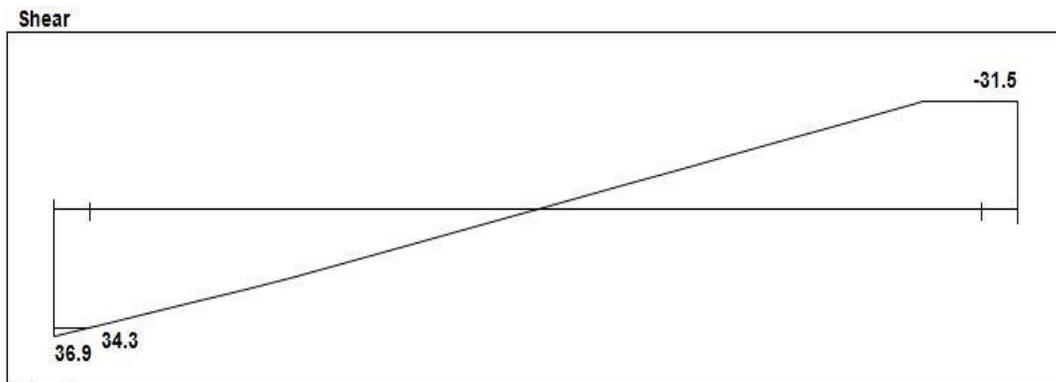


Fig 4.16 Shear envelope of flight

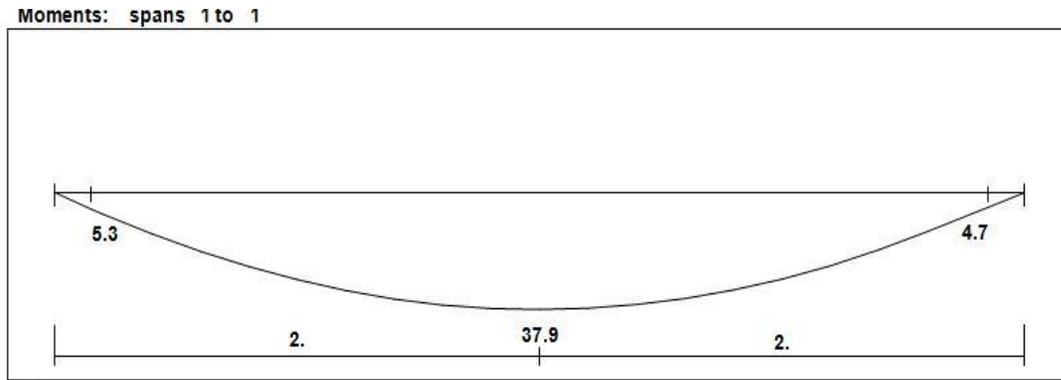


Fig 4.17 Moment envelope of flight

4.7.3 Design of flight :

❖ Design of shear :

Check for shear strength For Flight:

Assume $\emptyset 12$ for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 12/2 = 174 \text{ mm}$$

$$V_u = 34.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 274}{6} = 115.09 \text{ KN / m}$$

$$V_u = 34.3 \text{ KN} < 0.5 * \phi V_c = 57.54 \text{ KN} .$$

→No shear reinforcement is required.

Thickness is adequate enough

db (mm)	h(mm)	d (mm)	V _u (KN)	ϕV_c (KN)
$\emptyset 12$	200	174	34.3	115.09

❖ Design of Flexure :

$$M_u \text{ max.} = 37.9 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 37.9 / 0.9 = 42.11 \text{ KN.m/m}$$

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 12/2 = 174 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{42.11 \cdot 10^6}{1000 \cdot 174^2} = 1.39 \text{ MPa}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17.6 \cdot 1.39}{420}} \right) = 0.0034$$

$$A_{s_{req}} = 0.0034 \cdot 100 \cdot 174 = 5.94 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s_{min}} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} \dots \dots \text{ ok}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \cdot 200 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

select $\Phi 12$ then,

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$A_{s_{req}}(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{s_{min}}(\text{cm}^2/\text{m})$	S(mm)
37.9	17.6	1.39Mpa	0.0034	5.94	3.6	200

Use $\Phi 12 @ 15 \text{ cm}$, $A_s = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Step (s) is the smallest of :-

1. $3 \cdot h = 3 \cdot 200 = 600 \text{ mm}$
2. 450 mm
3. $\leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot C_c$

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

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

❖ Check for strain:

Tension = Compression

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

$$750 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 13.24 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.24}{0.85} = 15.6 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{174 - 15.6}{15.6} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.03 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

❖ Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_{s_{\text{shrinkage}}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use $\Phi 8 @ 12.5 \text{ cm}$, $A_s \text{ prov} = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Step (s) is the smallest of :-

$$1. 5 * h = 5 * 20 = 100 \text{ cm}$$

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

4.7.4 Design of landing (L1) :

$WRA = 27.41 \text{ KN/m}$, $WRB = 23.56 \text{ KN/m}$ From Atir

$$\text{Load For Landing} = \frac{WRB}{L} = \frac{23.56}{1.36} = 17.32 \text{ KN/m}$$

❖ Structural System Of Landing (L1A)

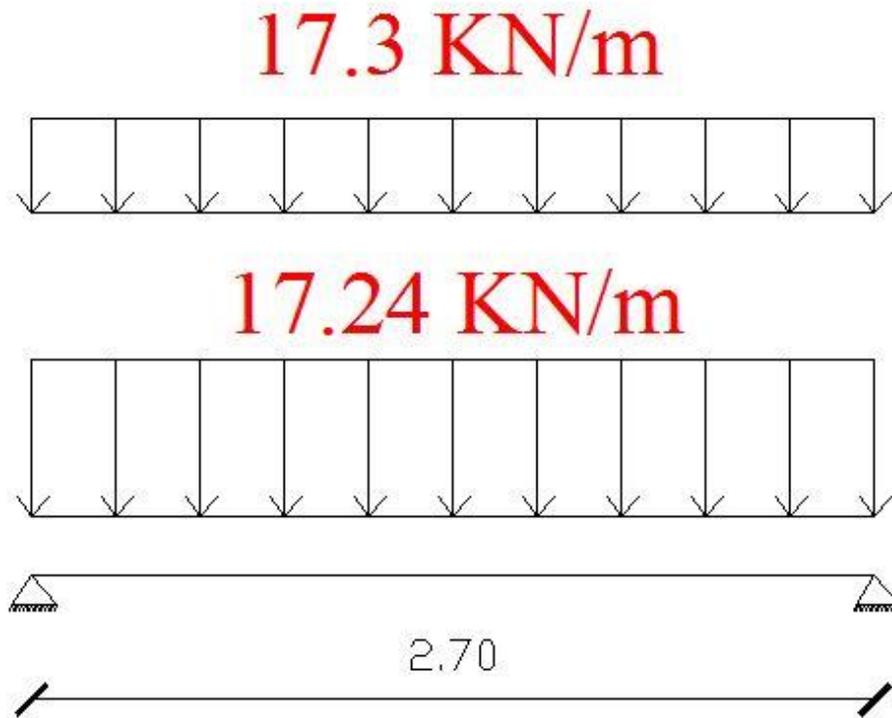


Fig 4.18 Load of landing

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

Moments: spans 1 to 1

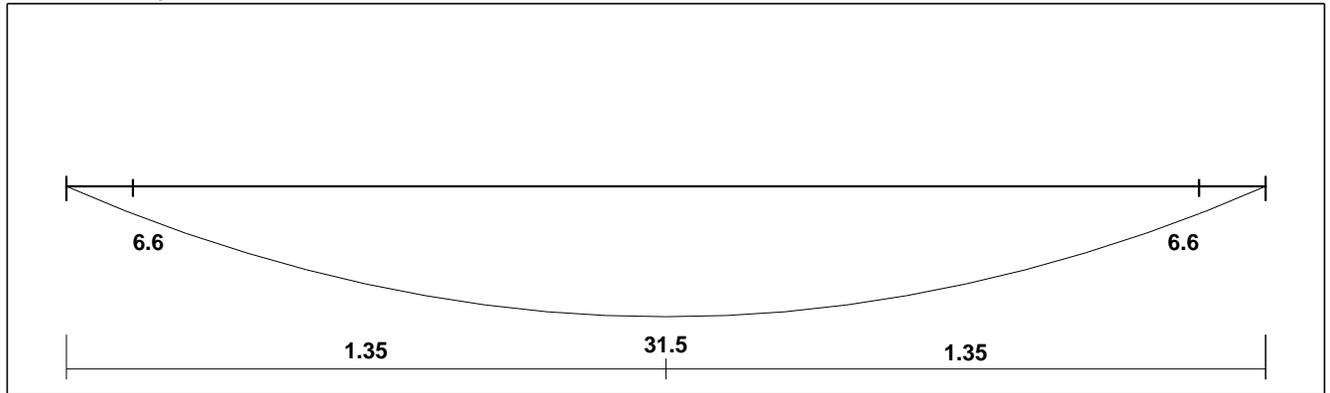


Fig 4.19 Moment envelope of landing

Shear

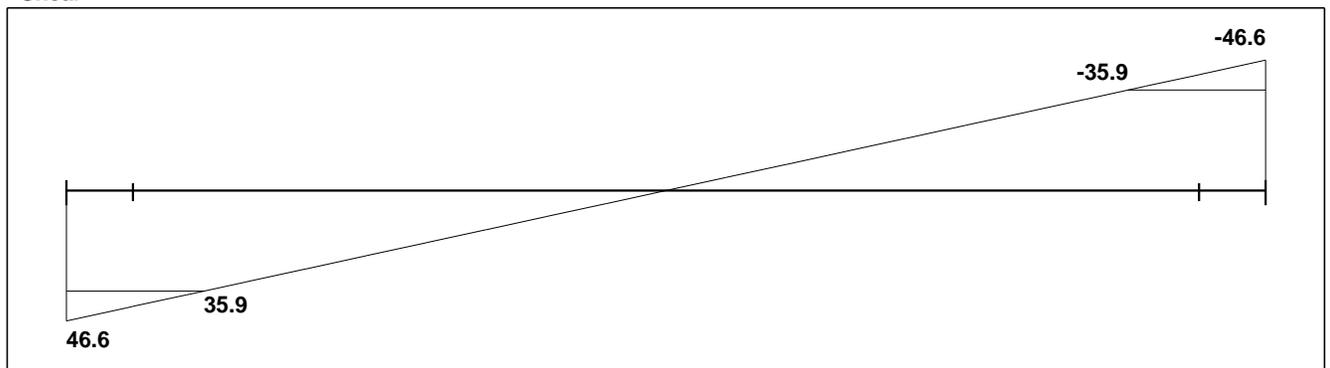


Fig 4.19 Shear envelope of landing

$$V_u = 35.9 \text{ KN}$$

- Check for shear strength (L3):

Assume $\emptyset 12$ for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 12/2 = 174 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{28} * 1000 * 174}{6} = 115.09 \text{ KN}$$

$$V_u = 35.9 \text{ KN} < 0.5 * \phi V_c = 57.54 \text{ KN.}$$

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

$$M_u = 31.5 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 31.5 / 0.9 = 35 \text{ KN.m}$$

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 12/2 = 174 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{35 \cdot 10^6}{1000 \cdot 174^2} = 1.156 \text{ MPa}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 17.6 \cdot 1.156}{420}} \right) = 0.0028$$

$$A_{s_{req}} = 0.0028 \cdot 1000 \cdot 174 = 490 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 200 = 360 \text{ mm}^2/\text{m} \dots \text{ok}$$

Use $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$ with $A_s = 565 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s_{min}} = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$

- Step (s) is the smallest of :-

$$1. 3 \cdot h = 3 \cdot 200 = 600 \text{ mm}$$

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

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

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

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

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$$565 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 9.97 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.97}{0.85} = 11.73 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{174 - 11.73}{11.73} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.04 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

❖ Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Use $\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$, $A_s \text{ prov} = 526 \text{ mm}^2 / \text{m}$

- Step (s) is the smallest of :-

$$1. 5 * h = 5 * 200 = 1000 \text{ mm}$$

2. 450 mm – control

4.8 Design of shear wall :

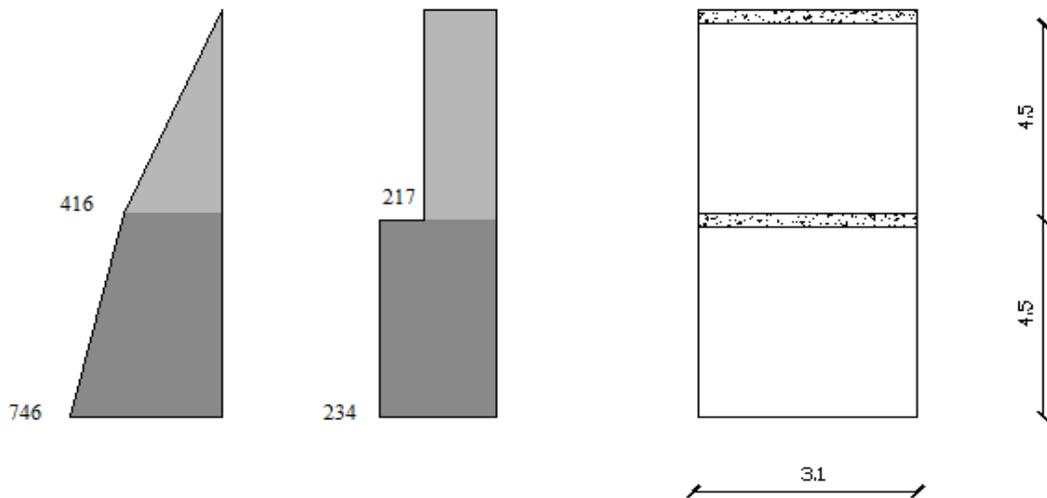
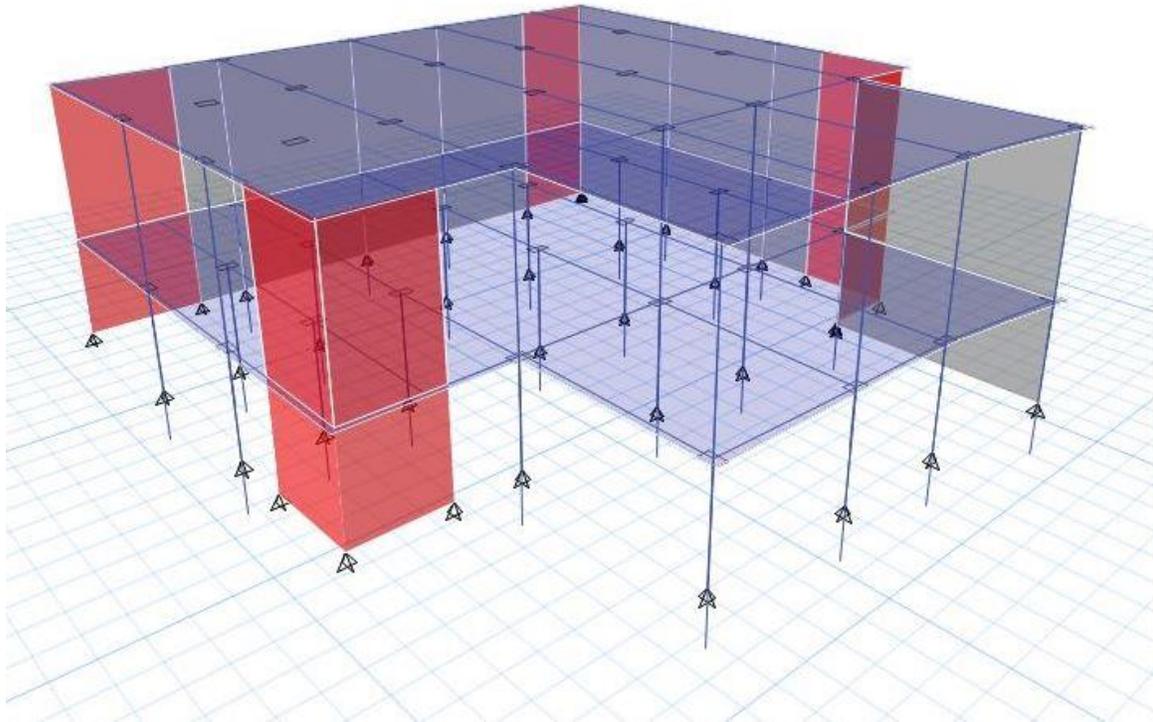


Fig. 4.21 Moment and shear diagram of shear wall

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

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

Shear wall thickness, $t = 30 \text{ cm}$

shear wall width $L_w = 3.1 \text{ m}$

H_w for one wall = 4.5 m (story height)

4.8.1 Design of shear :

$$\sum F_x = V_u = 234 \text{ KN.}$$

❖ Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{3.1}{2} = 1.55 \text{ m} \dots \text{ control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{8.85}{2} = 4.425 \text{ m}$$

$$\text{story height } (H_w) = 4.5 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 3.1 = 2.48 \text{ m}$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b * d = \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 300 * 2480 = 656.1 \text{ KN} \dots \text{ controlled}$$

$$2 - V_c = \frac{\sqrt{f_c} * b * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{28} * 300 * 2480}{4} + 0 = 984.2 \text{ KN}$$

$$3 - V_c = \left[\frac{\sqrt{f_c}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c} + \frac{2 * N_u}{l_w * h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] * \frac{h * d}{10}$$

$$= \left[\frac{\sqrt{28}}{2} + \frac{3.1 * (\sqrt{28} + 0)}{\frac{632}{234} - \frac{3.1}{2}} \right] * \frac{300 * 2480}{10} = 1257.3 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 492 \text{ KN} > V_u = 234 \text{ KN}$$

→ No need of reinforcement

- Minimum shear reinforcement is required:

$$0.5 * \phi * V_c = 246 \text{ KN.}$$

$$V_u < .5 * \phi * V_c$$

Take $\rho = 0.002$,for both sides .

=0.001 , for each side .

$$A_{s \text{ req}} = 0.001 * 100 * 30 = 3 \text{ cm}^2/\text{m each side .}$$

- Maximum spacing is the least of :

$$1- 3 * h = 3 * 30 = 90 \text{ cm.}$$

2- $S = 45 \text{ cm}$ controlled.

Try $\phi 10$,with $A_s = 79 \text{ cm}^2$ for two layers .

$$\rho = \frac{A_{vh}}{h * s} = \frac{2 * 79}{300 * s} = 0.002$$

$$S = 26.3 \text{ cm.}$$

Select $S = 25 \text{ cm}$.

Select $\phi 10 @ 25 \text{ cm}$, each layer .

4 -18-1-2: Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{9}{3.1} = 2.9$$

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

$$\frac{\rho_v}{s} = 0.75$$

Select $\phi 10$,with $A_s = 0.79 * 2 = 1.58 \text{ cm}^2$.

$$\frac{1.58}{s} = 0.75$$

$$S = 210 \text{ mm} = 21 \text{ cm.}$$

- Maximum spacing is the least of :

$$1- s = \frac{l_w}{3} = 103 \text{ cm} .$$

$$2- s = 3 * h = 90 \text{ cm.}$$

3- $s = 45 \text{ cm}$ Controlled

Select **$\Phi 10 @ 200 \text{ mm}$** In two layer.

4.8.2 Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement)

$$M_{u\max} = 746 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = \left(\frac{3100}{300}\right) * 2 * 78.5 = 1622.3 \text{ mm}^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right) \frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{1622.3}{3100 * 300}\right) \frac{420}{28} = 0.02617$$

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

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.02617 + 0}{2 * 0.02617 + 0.85 * 0.85} = 0.0338$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \\ &= 0.9 [0.5 * 1622.3 * 420 * 3100 (1 + 0) (1 - 0.0338)] = 918.38 \text{ KN.m} > M_u \end{aligned}$$

Select **Φ 10 @200mm** for vertical reinforcement .

4.9 Design of basement wall :

4.9.1 load calculation :

$F_c = 28 \text{ MPa}$, $F_y = 420 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3$, $q_{all} = 300 \text{ KN/m}^2$, $\phi = 30^\circ$,
surcharge = 5 KN/m^2 , wall thickness = 30 cm

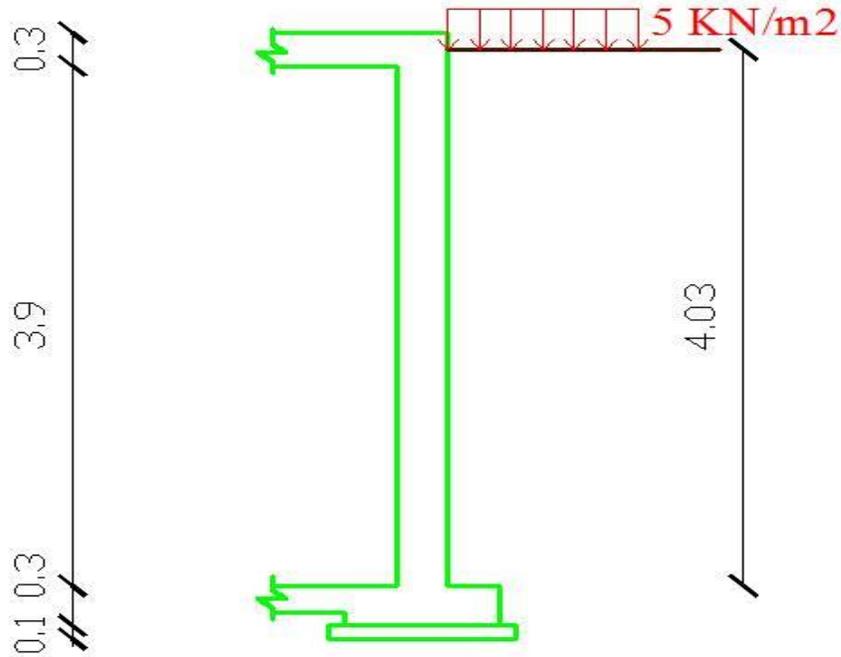


Fig. 4.22 Basement wall

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

$$W_s = K * h * \gamma = 0.5 * 4.03 * 18 = 36.27 \text{ KN/m}^2$$

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

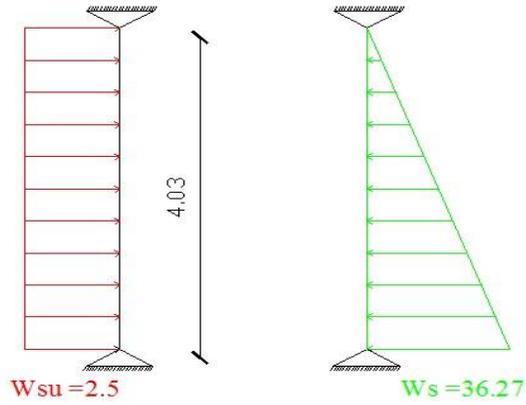


Fig. 4.23 Load of Basement wall

From Atir we have moment and shear envelop :

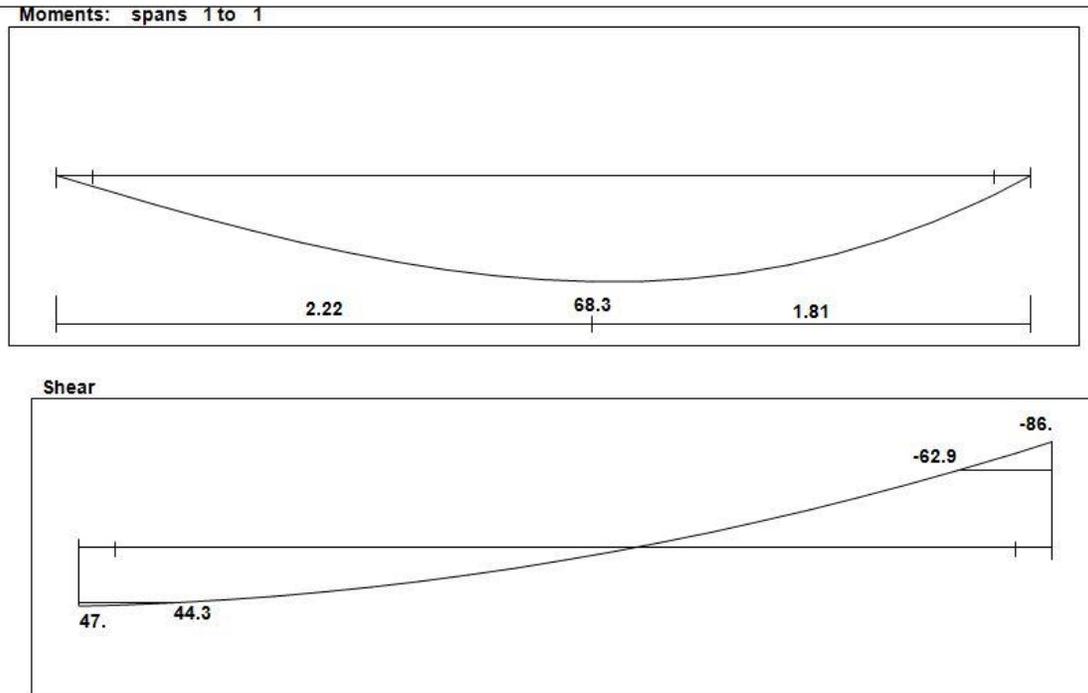


Fig. 4.24 Shear and moment envelope of Basement wall

4.9.2 Design of shear :

Max. $V_u = 62.9$ KN

$d = 300 - 20 - 12/2 = 274$ mm

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6} \sqrt{28} * 1000 * 274 * 10^{-3} = 181.2 \text{ KN}$$

$\phi V_c > V_u = 62.9$ KN

The thickness is enough

4.9.3 Design of bending moment :

Max. $M_u = 68.3$ KN.m

$M_n = M_u / \phi = 68.3/0.9 = 75.9$

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

$$K_n = \frac{75.9 * 10^6}{1000 * 274^2} = 1.01 \text{ MPa} .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.65 * 1.01}{420}} \right) = 0.0025$$

As req = $0.0025 * 100 * 27.4 = 6.85$ cm²/m

$\rho = 0.0025 > \rho_{min} = 0.0012 \dots \dots OK$

Check for spacing

$3h = 3 * 300 = 900$ mm

S = 450

Use $\Phi 14 @ 20$ cm , As prov = 7.7 cm²/m > 6.85 cm²/m

Design Of Compression Face :

Use $\Phi 10 @ 20$ cm , As prov = 3.95

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

$\rho = \rho_{min} = 0.001$

$\rho = A_s / ac$

$A_s = \rho * 100 * 30 = 3$ cm²/m

Use $\Phi 10 @ 25$ cm , As prov = 3.16 cm²/m > 3 cm²/m

❖ Check for strain:

Tension = Compression

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

$$770 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 13.6mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.6}{0.85} = 16mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{268-16}{16} * 0.003 = 0.047$$

$$\varepsilon_s = 0.047 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.10 Design of isolated footing :

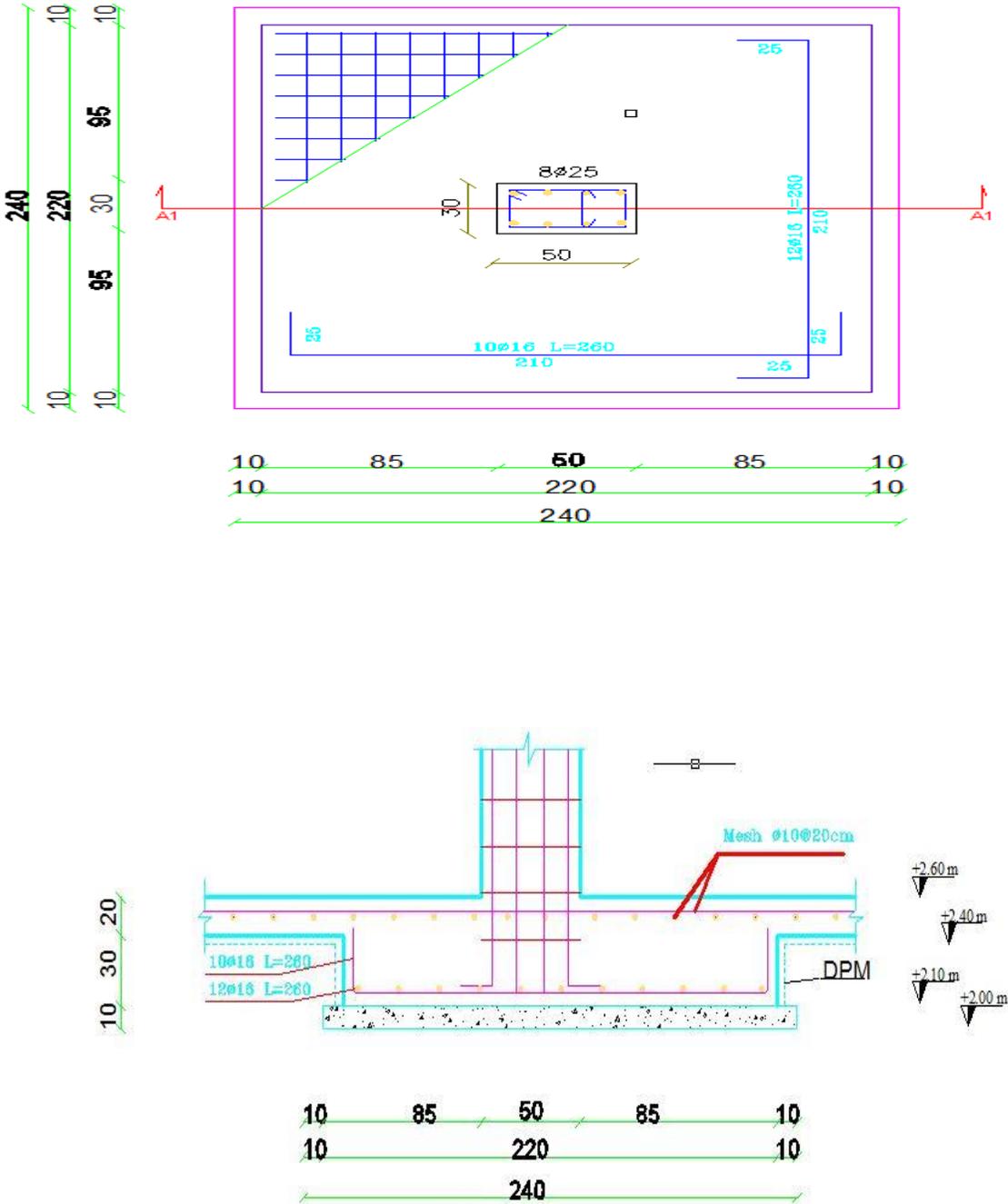


Fig. 4.25 Plan and section of isolated footing

f_c	f_y
28 Mpa	420 Mpa

❖ Load Calculation:-

- From column (84): (DL &LL):

- * Service dead load (DL) = 926 KN
- * Service live load (LL) = 415 KN
- * Column dimensions = 50 cm* 30 cm
- * Allowable soil pressure = 300 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Column dimensions	all. soil pressure
926	415	(50*30) cm	300 KN/ m ²

Calculating the weight of footing:

Weight of footing (assume $h_{footing} = 50\text{cm}$)

$$w_{footing} = 0.5 * 25 = 12.5 \text{ KN/m}^2$$

- Required sizes of footing:

$$A_{required} = \frac{P_n}{q_{net}} = \frac{926 + 415}{300 - 5 - (0.5 * 25)} = 4.747 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{4.747} = 2.18 \text{ m}$$

Try 2.2*2.2 ,Area = 4.84 m²

$h_{footing}$	$w_{footing}$	q_{net}	Arequired
50 cm	12.5 KN/m ²	300 KN/m ²	4.747 m ²

Depth of footing and shear design:

$$Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 * 926 + 1.6 * 415 = 1775.2 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{1775.2}{4.84} = 366.77 \text{ KN/m}^2$$

Try area	P_u	q_u
2.2m*2.2m	1775.2 KN	366.77 KN/m ²

Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-

Check for One Way Shear Strength

$$V_u = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right) * q_u * b = \left(\frac{2.2}{2} - \frac{.5}{2} - d \right) * 366.77 * 2.2$$

$$V_u = .85 - d$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{28} * 2.2 * d * 10^3 = 1.8d$$

$$\text{Let, } \phi V_c = V_u$$

$$d = 0.303m$$

$$h = 303 + 50 + 20 = 373mm$$

Try: h = 400 mm

$$d = 400 - 50 - 20 = 330 \text{ mm}$$

Φ	d (mm)	h (mm)	Try h(mm)	Try d (mm)
0.75	303	373	400	330

for Two Way shear Action (Punching).

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

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

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

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

Where :

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{50}{30} = 1.67$$

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area} \\ = 2 * (500+330) + 2 * (300+330) = 2920 \text{ mm.}$$

$$V_u = ((2.2 * 2.2) - ((0.5 + 0.33) * (0.3 + 0.33))) * 366.77 = 1583.4 \text{ kN}$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(2 + \frac{4}{1.67} \right) * \sqrt{28} * 2920 * 330 * 10^{-3} = 1400.66 \text{ kN}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 330}{2920} + 2 \right) * \sqrt{28} * 2920 * 330 * 10^{-3} = 2078 \text{ kN}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 2920 * 330 * 10^{-3} = 1274.7 \text{ kN} - \text{Control}$$

$V_u = 1583.4 \text{ kN} > \Phi V_c = 1274.7 \text{ kN}$Not OK

β_c	b_o (m)	α_s	$\phi.V_c$ (kN)
1.67	2.92	40	1274.7

Try $h = 500$ mm. $d = 500 - 50 - 20 = 430$ mm

$$b_o = 2*(500+430) + 2*(300+430) = 3320 \text{ mm}$$

$$V_u = ((2.2 * 2.2) - ((0.5 + 0.43) * (0.3 + 0.43))) * 366.77 = 1526.2 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 3320 * 430 * 10^{-3} = 1888.5 \text{ KN} \dots \text{ Control}$$

$$V_u = 1526.2 \text{ KN} < \phi V_c = 1888.5 \text{ KN}$$

(Two Way Shear is OK)

h (mm)	d (mm)	b_o (m)	V_u (KN)	ϕV_c (KN)
500	430	3.32	1526.2	1888.5

Design for Bending Moment of long direction :

h (mm)	d (mm)	b(m)
500	430	2.2

$$d = 500 - 50 - 20 = 430 \text{ mm}$$

$$M_u = 366.77 * 2.2 * 0.85 * 0.85 / 2 = 291.49 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular section:

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$K_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{291.49 * 10^6 / 0.9}{2200 * (430)^2} = 0.796 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.796)}{420}} \right) = 0.0019$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 0.0019 (220) (43) = 18.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 (220) (50) = 19.8 \text{ cm}^2 \dots \text{control}$$

Take **10Φ16** , $A_{sprovided} = 20.1 \text{ cm}^2 > A_{srequired} = 19.8 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2200 - 50 * 2 - 10 * 16}{9} = 215 \text{ mm}$$

Step(S) is smallest of:

1. $3h = 3 * 500 = 1500 \text{ mm}$

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

$S = 215 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm} - \text{OK}$

Mu(KN.m)	m	Kn(Mpa)	ρ	$A_{sreq} (mm^2)$	$A_{smin}(mm^2)$	S(mm)
291.49	17.65	0.796	0.0019	1824	1980	215

❖ Check strain :

Tension = Compression

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

$$2010 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 2200 \times a$$

$$a = 16.12 \text{ mm}$$

$$c = \frac{16.12}{0.85} = 18.96$$

$$\epsilon_s = \frac{430 - 18.96}{18.96} \times 0.003 = 0.065 > 0.005 \dots \text{ok}$$

$A_s (mm^2)$	a (mm)	c (mm)	ϵ_s
2010	16.12	18.96	0.065

Development length of flexural reinforcement :

L_{dt} for $\Phi 16$:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{1 \times \sqrt{28}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8}{2.5} \times 16 = 365.75 \text{ mm}$$

$$\text{Available length} = ((2200-500)/2) - 50 = 800 \text{ mm}$$

$$800 \text{ mm} > 366 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Use standard hook, $a = 25 \text{ cm}$

Design for Bending Moment of short direction.

h (mm)	d (mm)	b(m)
500	430	2.2

$$d = 500 - 50 - 20 = 430 \text{ mm}$$

$$M_u = 366.77 \times 2.2 \times 0.95 \times 0.95 / 2 = 364.11 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular section:

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

$$K_n = \frac{M_u / \phi}{b \times d^2} = \frac{364.11 \times 10^6 / 0.9}{2200 \times (430)^2} = 0.995 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(17.65)(0.995)}{420}} \right) = 0.00242$$

$$A_{S_{req}} = \rho \times b \times d = 0.00242 (220) (43) = 22.9 \text{ cm}^2 > A_{S_{min}} = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 (220) (50) = 19.8 \text{ cm}^2$$

Take **12Φ16** , $A_{s\text{provided}} = 24.12 \text{ cm}^2 > A_{s\text{required}} = 22.9 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2200 - 50 \times 2 - 12 \times 16}{11} = 173.5 \text{ mm}$$

Step(S) is smallest of:

1. $3h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$

2. 450 mm - control

$S = 173.4 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$ – OK

Mu(KN.m)	m	Kn(Mpa)	P	$A_{s\text{req}}$ (mm ²)	$A_{s\text{min}}$ (mm ²)	S(mm)
364.11	17.65	0.995	0.00242	2290	1980	173.5

❖ Check strain

Tension = Compression

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

$$2412 \times 420 = 0.85 \times 28 \times 2200 \times a$$

$$a = 19.35$$

$$c = \frac{19.35}{0.85} = 22.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{430 - 22.8}{22.8} \times 0.003 = 0.054 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

A_s (mm ²)	a (mm)	c (mm)	ϵ_s
2412	19.35	22.8	0.054

Development length of flexural reinforcement :

Ld for Φ 16 :

$$L_{dt} = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{1 \times \sqrt{28}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8}{2.5} \times 16 = 366 \text{ mm}$$

Available length = $((2200-300)\backslash 2) - 50 = 900\text{mm}$

900mm > 366mmok

Use standard hook, a = 25 cm

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

In footing :

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

$$A_1 = 0.5 * 0.3 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.2 * 2.2 = 4.84 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.84}{0.15}} = 5.68 \leq 2 \dots\dots\dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 0.15 \times 2) \times 1000 = 4641 \text{KN}$$

$$\Phi Pn = 4641 \text{KN} > Pu = 1775.2 \text{KN} \dots\dots\dots \text{ok}$$

The Dowels are not needed for footing

$$A_{s,\min} = 0.005 * A_c = 0.005 * 500 * 300 = 750 \text{ mm}^2$$

Use 8Φ 25, $A_{s\text{provided}} = 3920 \text{ mm}^2 > A_{s\text{required}} = 750 \text{ mm}^2$

❖ Lap splice between dowels and column :

Compression lap splice

$$L_{s_c} = 0.071 * f_y * d_b > 300 \text{ mm}$$

$$= 746 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Select $L_{s_c} = 750 \text{ mm}$

4.11 Design of strip footing :

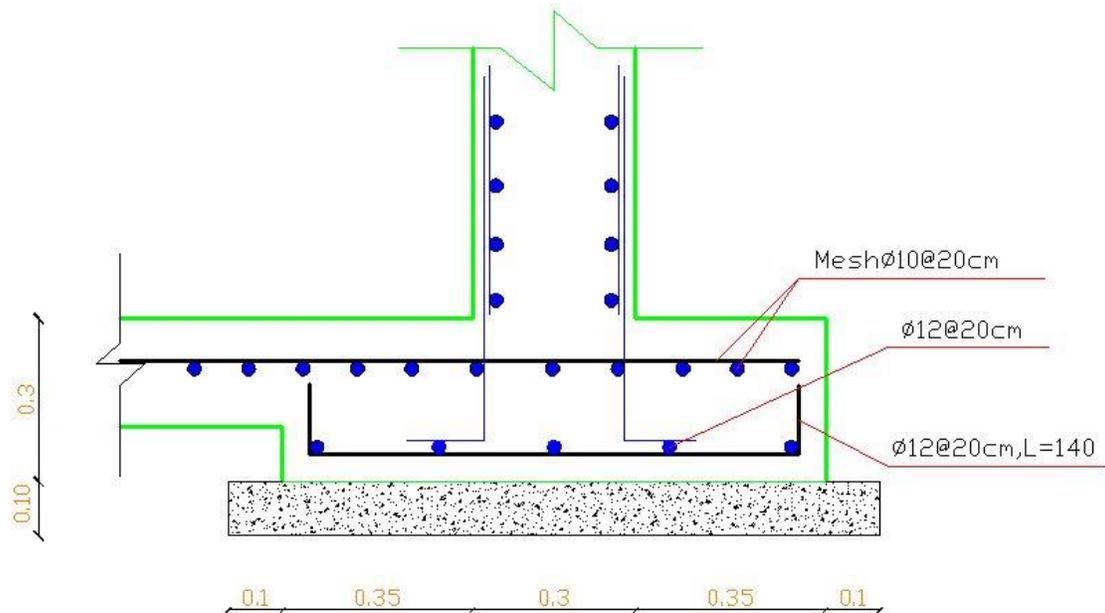


Fig. 4.26 Strip footing

4.11.1 Determination of width :

From Etabs :

$$DL = \frac{1210.8}{6} = 201.8 \text{ KN/m}$$

$$LL = \frac{518.4}{6} = 86.4 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{allow}} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$F_c = 28 \text{ Mpa} , f_y = 420 , C = 5 \text{ cm.}$$

$$\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ KN/m}^3.$$

$$\text{Try } h = 30 \text{ cm} .$$

$$q_{\text{allow (net)}} = 300 - 25 * .3 = 292.5 \text{ KN/m}^2$$

$$A = \frac{P_n}{q_{a,\text{net}}} = \frac{201.8 + 86.4}{292.5} = 0.98 \text{ m}^2$$

$$A = b * 1$$

$$0.98 = b * 1 \rightarrow b = 0.98$$

Take $b = 1\text{m}$.

4.11.2 Depth of footing and shear design :

$$P_u = 1.2 * P_D + 1.6 * P_L = 380.4 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \frac{p_u}{A} = \frac{380.4}{1} = 380.4 \text{ KN/m}^2.$$

❖ Design of one way shear :

$$\text{Let } V_u = \Phi V_c$$

$$\Phi V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b * d = \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1000 * d = 881.9d$$

$$V_u = q_{ult} \left(\frac{b}{2} - \frac{a}{2} - d \right) = 380.4 * 1 * \left(\frac{1}{2} - \frac{0.3}{2} - d \right)$$

$$881.9 * d = 380.4 * (0.5 - 0.15 - d)$$

$$d = 0.105\text{m}$$

assume $C = 50 \text{ mm}$.

$$h = d + c + 10 = 165 \text{ mm.}$$

select $h = 300 \text{ mm}$.

$$d = 300 - 50 - 10 = 240 \text{ mm.}$$

$$V_u = 41.8 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c = 158 > V_u = 41.8 \text{ KN.}$$

4.11.3 Design of flexure :

$$M_u = q_{ult} * 1 * (0.35 * 0.35 / 2)$$

$$= 23.3 \text{ KN.m.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 25.9 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{103.5}{1000 * 240^2} = 0.45 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.6 * 0.45}{420}} \right) = 0.0011$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 2.64 \text{ cm}^2/\text{m} .$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{sreq} = A_{smin} = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

The maximum step (s) :

- 1- $S = 3 * h = 3 * 30 = 90 \text{ cm}.$
- 2- $S = 450 \text{ mm} = 45 \text{ cm} \dots\dots \text{Control}$

Select $\Phi 12$, with $A_{sprov} = 1.13 \text{ cm}^2$

No. of bars = 4.8

$$S = \frac{1}{n} = \frac{1}{4.8} = 20.8$$

Use $\Phi 12 @ 20 \text{ cm} ..$

❖ Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Use $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$, with $A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{smin}$

❖ Check for strain:

Tension = Compression

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

$$565 * 420 = 0.85 * 28 * 1000 * a$$

$$a = 9.97 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.97}{0.85} = 11.73 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{240 - 11.73}{11.73} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.058 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

4.12 Design of truss :

4.12.1 calculation of loads :

1. Dead Load :

- Surface layer of steel sheet with thickness of 0.6mm = $0.6 \cdot 78.5 / 1000 = 0.0471$ KN/m²
- Heat insulation layer of rock wool with thickness of 100mm = 0.1 KN/m²
- Sheet metal with thickness of 0.75mm = 0.078 KN/m²
- Additional for installation = 0.02 KN/m²
- D.L= $0.0471 + 0.1 + 0.078 + 0.02 = 0.2451$ KN/m²

2. Snow load :

$$S = h - 400 / 400$$

$$= 950 - 400 / 400 = 1.375 \text{ KN/m}^2$$

- $Q_t = 0.2451 + 1.375 = 1.621 \text{ KN/m}^2$

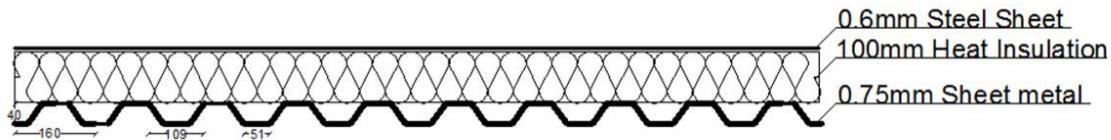


Fig (4-27) Cross section of sheet metal

Zwischenauflegerbreite ≥ 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m ²	I_{sp} cm ² /m	Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m ² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)																
			1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	
0,63	0,066	16,5	1	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,64	0,56	0,50	0,44	0,40
			2	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,43	1,18	0,99	0,85	0,73	0,61	0,50	0,42	0,35	0,30
			3	7,98	5,64	3,98	2,92	2,24	1,77	1,37	1,03	0,79	0,62	0,50	0,41	0,33	0,28	0,23	0,20
0,75	0,078	20,8	1	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,95	0,83	0,73	0,64	0,57	0,51
			2	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,86	1,54	1,29	1,10	0,94	0,77	0,63	0,53	0,44	0,38
			3	10,70	7,44	5,16	3,79	2,90	2,30	1,73	1,30	1,00	0,79	0,63	0,51	0,42	0,35	0,30	0,25
0,88	0,092	25,8	1	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,20	1,05	0,92	0,82	0,73	0,65
			2	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,36	1,95	1,64	1,40	1,17	0,95	0,78	0,65	0,55	0,47
			3	13,94	9,44	6,56	4,82	3,69	2,91	2,13	1,60	1,23	0,97	0,78	0,63	0,52	0,43	0,37	0,31
1,00	0,104	30,4	1	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,46	1,27	1,11	0,99	0,88	0,79
			2	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,52	2,85	2,36	1,98	1,69	1,38	1,12	0,92	0,77	0,65	0,55
			3	17,17	11,41	7,92	5,82	4,46	3,46	2,52	1,89	1,46	1,15	0,92	0,75	0,62	0,51	0,43	0,37
1,25	0,130	39,4	1	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,33	2,01	1,75	1,54	1,36	1,22	1,09
			2	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,87	3,94	3,26	2,74	2,23	1,78	1,45	1,19	1,00	0,84	0,71
			3	24,56	15,78	10,96	8,05	6,16	4,48	3,26	2,45	1,89	1,48	1,19	0,97	0,80	0,66	0,56	0,48
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,53	3,01	2,60	2,26	1,99	1,76	1,57	1,41
			2	31,80	20,35	14,13	10,38	7,95	6,28	5,09	4,20	3,42	2,69	2,15	1,75	1,44	1,20	1,01	0,86
			3	31,80	20,35	14,13	10,38	7,69	5,40	3,94	2,96	2,28	1,79	1,43	1,17	0,96	0,80	0,67	0,57

Zwischenauflegerbreite ≥ 60 mm			Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m ² bei einer Stützweite l in m (inkl. Eigengewicht)																
Dicke mm	Gewicht kN/m ²	I_{eff} cm ⁴ /m	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	
0,63	0,066	16,5	1	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,35	1,15	0,99	0,86	0,75	0,67	0,59	0,53	0,48
			2	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,21	0,93	0,73	0,59	0,48	0,39	0,33	0,28	0,23
			3	8,95	5,73	3,98	2,99	2,09	1,47	1,07	0,81	0,62	0,49	0,39	0,32	0,26	0,22	0,18	0,16
0,75	0,078	20,8	1	11,62	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,10	1,77	1,50	1,29	1,12	0,98	0,87	0,77	0,69	0,62
			2	11,62	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,03	1,53	1,18	0,92	0,74	0,60	0,50	0,41	0,35	0,30
			3	11,62	7,44	5,16	3,95	2,64	1,86	1,35	1,02	0,78	0,62	0,49	0,40	0,33	0,28	0,23	0,20
0,88	0,092	25,8	1	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,70	2,26	1,92	1,65	1,43	1,26	1,11	0,99	0,88	0,80
			2	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,51	1,88	1,45	1,14	0,91	0,74	0,61	0,51	0,43	0,37
			3	14,75	9,44	6,65	4,88	3,27	2,29	1,67	1,26	0,97	0,76	0,61	0,50	0,41	0,34	0,29	0,24
1,00	0,104	30,4	1	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	3,28	2,75	2,33	2,00	1,74	1,52	1,34	1,20	1,07	0,96
			2	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,98	2,96	2,23	1,72	1,35	1,08	0,88	0,72	0,60	0,51	0,43
			3	17,82	11,41	8,15	5,76	3,86	2,71	1,98	1,48	1,14	0,90	0,72	0,59	0,48	0,40	0,34	0,29
1,25	0,130	39,4	1	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,58	4,59	3,84	3,25	2,79	2,42	2,12	1,87	1,66	1,49	1,34
			2	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,26	3,84	2,88	2,22	1,75	1,40	1,14	0,94	0,78	0,66	0,56
			3	24,65	15,78	11,55	7,45	4,99	3,51	2,56	1,92	1,48	1,16	0,93	0,76	0,62	0,52	0,44	0,37
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,80	15,19	11,55	9,06	7,28	5,98	4,99	4,23	3,62	3,14	2,75	2,42	2,15	1,92	1,73
			2	31,80	20,80	15,19	11,55	9,04	6,35	4,63	3,48	2,68	2,11	1,69	1,37	1,13	0,94	0,79	0,67
			3	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45

Table (4-1) Sheet metal for 2&3 spans

From the table above the bearing load of sheet metal is 5.16 KN/m²

$$Q_u = 5.16 \text{ KN/m}^2 > Q_t = 1.621 \text{ KN/m}^2 \quad \dots \text{Ok}$$

Note: the members are A36 (FY=36 ksi and Fu=58 ksi)

4.12.2 Purlins design :

$$DL = 0.2451 \text{ KN / m}^2, LL = 1.375 \text{ KN / m}^2$$

$$Q_u = 1.5 * (1.4 * 0.2451) = 0.55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1.5 * (1.2 * 0.2451 + 1.6 * 1.375) = 0.48 + 3.52 = 4 \text{ KN/m}^2 \quad \dots \text{Control.}$$

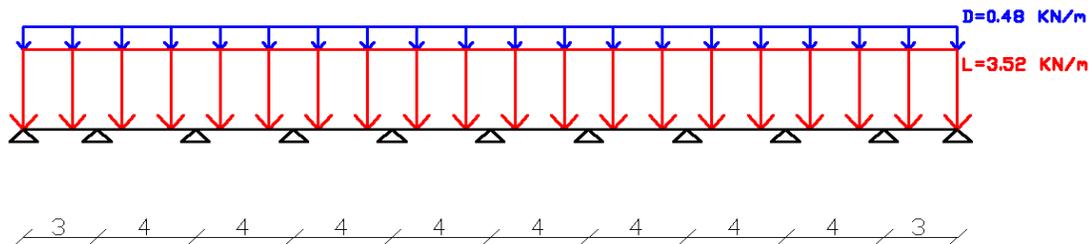


Fig (4-28) Static system of purlins

❖ Design of Moment : Max. $M_u = 6.9$ KN.m

Moments: spans 1 to 10

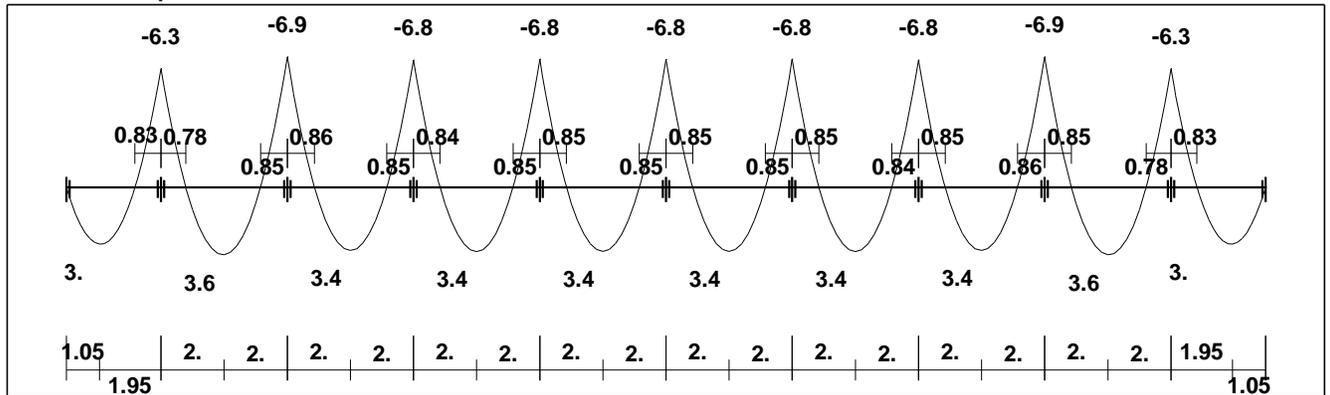


Fig (4-29) Moment envelope of purlins

$$M_u (\text{max}) = (6.9/4.448) * (1/25.4) * 1000 = 61.1 \text{ kip.in}$$

$$M_p \geq M_u$$

$$0.9 * 36 * Z_x = 61.1 \rightarrow Z_x = 1.9 \text{ in}^3$$

Select HSS 3*2 1/2 *1/4

$$\text{With : } Z_x = 2.16 \text{ in}^3 > 1.9 \text{ in}^3 \rightarrow b/t = 7.73, h/t = 9.88$$

❖ Check Compact :

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{E/F_y} = 1.12 \sqrt{28000/36} = 31.8$$

$$\lambda_r = 1.4 \sqrt{E/F_y} = 1.4 \sqrt{28000/36} = 39.73$$

$b/t < \lambda_p$ so Compact section

❖ Design of shear stress : Max. $V_u = 9.2$ KN

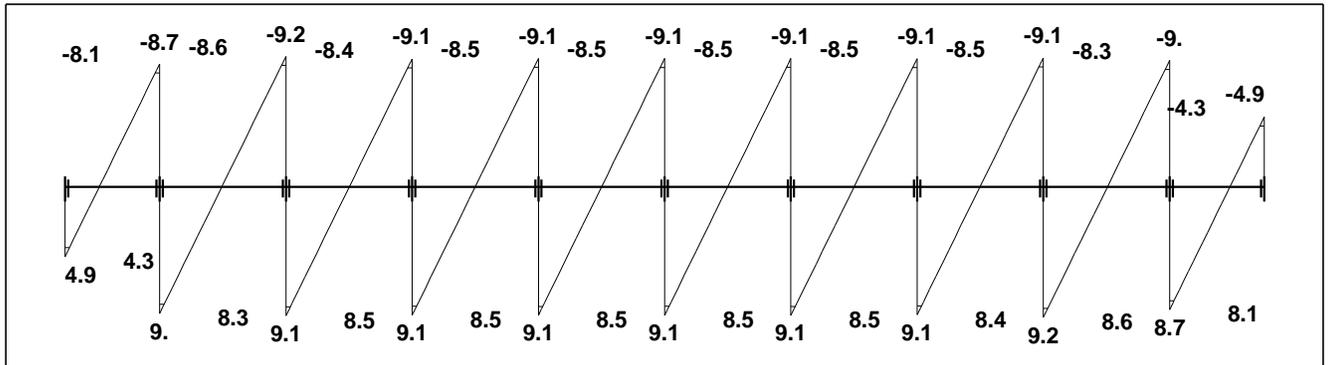


Fig (4-30) Shear envelop of purlins

$$V_u = 9.2/4.448 = 2.1 \text{ kip}$$

$$V_p \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 * 0.6 * F_Y * d * t_w \geq 2.1$$

$$= 0.9 * 0.6 * 36 * 3 * \frac{1}{4} * 1 = 14.58 \text{ kip} > 2.1 \text{ Kip} \dots \text{Ok}$$

4.12.3 Truss design :

- Internals forces calculation:

Max support from purlins = 18.4 KN

Max support on the edge = 5.5 KN

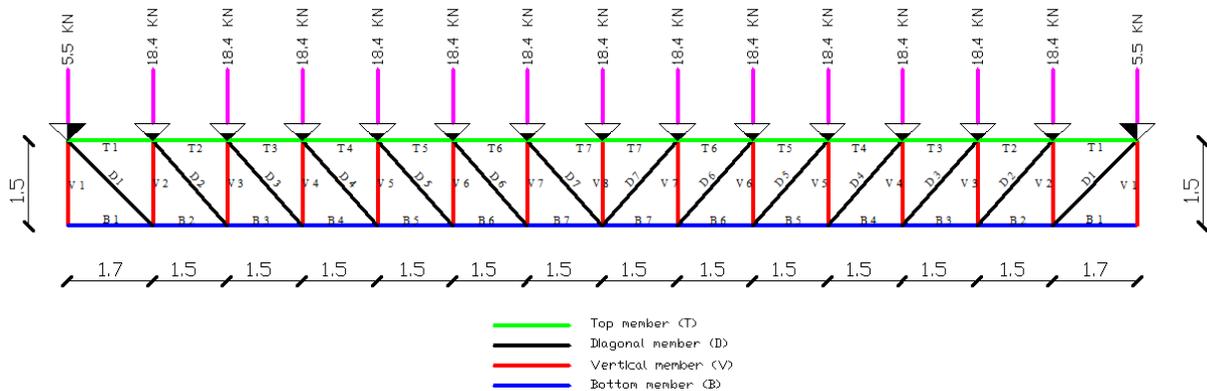


Fig (4-31) System of truss

❖ The truss consists of four types of member

1- The vertical member (V) :

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
V1	125.1	28.1
V2	119.6	26.9
V3	101.2	22.75
V4	82.8	18.6
V5	64.4	14.48
V6	46.0	10.34
V7	27.6	6.2
V8	18.4	4.14

Table (4-2) Vertical member forces

2- The diagonal member (D) :

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
D1	180.8	40.65
D2	143.1	32.17
D3	117.1	26.33
D4	91.1	20.48
D5	65.1	14.64
D6	39.0	8.77
D7	13.0	2.92

Table (4-3) Diagonal member forces

3- The top member (T) :

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
T1	135.4	30.44
T2	236.4	53.14
T3	319.5	71.83
T4	383.9	86.3
T5	429.9	96.65
T6	457.5	102.85
T7	466.7	104.92

Table (4-4) Top member forces

4- The bottom member (B) :

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
B1	0	0
B2	135.5	30.46
B3	236.7	53.21
B4	319.5	71.83
B5	383.9	86.3
B6	429.9	96.65
B7	457.5	102.85

Table (4-5) Bottom member forces

❖ **Design of tension member :**

1. Bottom member Max. tension = 457.5 KN = 102.85 Kip

-Tensile yielding

$$P_u = \Phi * F_Y * A_g$$

$$A_g = 102.85 / 0.9 * 36 = 3.17 \text{ in}^2$$

$$\text{Try W6*12 with } A_g = 3.55 \text{ in}^2$$

$$\Phi P_u = \Phi * F_Y * A_g = 0.9 * 36 * 3.55 = 115.02 \text{ Kip} > 102.85 \text{ Kip} \dots \text{OK}$$

- Tensile rupture

$$\Phi P_n = \Phi * F_u * (A_{\text{eff.}}) = \Phi * F_u * (U * A_g), \text{ assume } U = 0.85$$

$$= 0.75 * 58 * (0.85 * 3.55)$$

$$= 131.3 \text{ Kip} > 102.85 \text{ Kip} \dots \text{Ok}$$

2. Diagonal member Max. tension = 180.8 KN = 40.65 Kip

- Tensile yielding

$$P_u = \Phi * F_Y * A_g$$

$$A_g = 40.65 / 0.9 * 36 = 1.25 \text{ in}^2$$

$$\text{Try L2*2*3/8 with } A_g = 1.36 \text{ in}^2$$

$$\Phi P_n = \Phi * F_Y * A_g = 0.9 * 36 * 1.36 = 44.1 \text{ Kip} > 40.65 \text{ Kip} \dots \text{OK}$$

- Tensile rupture

$$\Phi P_n = \Phi * F_u * (A_{\text{eff.}}) = \Phi * F_u * (U * A_g), \text{ assume } U = 0.85$$

$$= 0.75 * 58 * (0.85 * 1.36)$$

$$= 50.3 \text{ Kip} > 40.6 \text{ Kip} \dots \text{Ok}$$

❖ **Design of compression member :**

1. Vertical member Max. compression = 125.1 KN = 28.1 Kip

Take section member L3*3*3/16

$$\text{Section property: } A = 1.09 \text{ in}^2, r_x = 0.933 \text{ in}, r_y = 0.933 \text{ in}$$

$$L = 1.5 \text{ m} = 4.92 \text{ ft} = 59.04 \text{ in}$$

- Flexural buckling:

Determine of the reduction factor for slender "Unstiffened element ":

$$\text{For single angle L3*3*}\frac{3}{16}$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{3/16} = 16$$

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77 < \frac{b}{t}$$

$$0.91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.91 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 25.8$$

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} = 16 < 0.91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = 1.34 - 0.428 = 0.91$$

$$Q = Q_s = 0.91$$

$$\frac{l}{r_x} = 4.92 * 12 / 0.933 = 63.3$$

$$0 < \frac{l}{r_x} = 63.3 < 80$$

$$\frac{Kl}{r} = 72 + 0.75 \frac{l}{r_x}$$

$$\frac{Kl}{r} = 119.46$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{0.91 * 36}} = 140.14$$

$$\frac{Kl}{r} < 140.14$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 29000}{119.46^2} = 20.06$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q f_y}{F_e} \right] f_y$$

$$= 0.91 \left[0.658 \frac{0.91 * 36}{20.06} \right] * 36 = 16.54$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A_g$$

$$= 0.9 * 16.54 * 1.09 = 16.22 \text{ kips} < 28.1 \text{ kips} \dots \text{ Not Ok}$$

—Try L3*3* $\frac{3}{8}$

Section property: $A=2.11 \text{ in}^2$, $r_x=0.91 \text{ in}$, $r_y=0.91 \text{ in}$

$L = 1.5 \text{ m} = 4.92 \text{ ft}$

Flexural buckling :

Determine of the reduction factor for slender "Unstiffened element ":

For single angle L3*3* $\frac{3}{8}$

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{3/8} = 8$$

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77 > \frac{b}{t} = 8$$

$$Q = Q_s = 1$$

$$\frac{l}{rx} = 4.92 * 12 / 0.91 = 64.88$$

$$0 < \frac{l}{rx} = 64.88 < 80$$

$$\frac{Kl}{r} = 72 + 0.75 \frac{l}{rx}$$

$$\frac{Kl}{r} = 120.66$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q * f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{1 * 36}} = 133.68 > 120.66$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\frac{kl^2}{r}} = \frac{\pi^2 29000}{120.66^2} = 19.66$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{Q f_y}{f_e} \right] f_y$$

$$= 1 * \left[0.658 \frac{1 * 36}{19.66} \right] * 36 = 16.73$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A_g$$

$$= 0.9 * 16.73 * 2.11 = 31.8 \text{ kips} > 28.1 \text{ kips} \dots \text{Ok}$$

2. Top member Max. compression = 466.7 KN = 104.92 Kips

- Design of flexural buckling :

$$\text{Assume } \frac{kl}{r} = 75$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68$$

$$\frac{Kl}{r} = 75 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\frac{kl^2}{r}} = \frac{\pi^2 29000}{75^2} = 50.88$$

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{f_y}{f_e} \right] f_y$$

$$= 0.91 \left[0.658 \frac{36}{50.88} \right] * 36 = 26.77 \text{ kip}$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A_g$$

$$A_g = \frac{104.92}{0.9 * 26.77} = 4.35 \text{ in}^2$$

$$L = 4.92 * 12 = 59.04 \text{ in}$$

$$K = 1$$

Select W8*15 , with $A_g = 4.44$, $r = 0.876$, $kl/r = 67.4$, $F_e = 63$

$$F_{cr} = 28.34$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A_g = 0.9 * 28.34 * 4.44$$

$$= 113.2 \text{ kip} > 104.92 \text{ kip} \dots \text{OK}$$

4.12.4 Design of weld :

- The calculations of weld based on the following:
 1. Fillet Weld is used.
 2. The plates are A36 (FY = 36 ksi, Fu = 58 ksi).
 3. The plate thickness is (t = 1/2 in).
 4. The electrodes having FEXX = 70 ksi.
 5. The shielded metal arc welding (SMAW) is used.

First: Design of weld between the vertical member and the Gusset plate in the corner of the truss :

The section of the vertical member is (L3*3*3/8)

Member property ... Ag = 2.11 in², \bar{Y} = 0.884 in

The value of Max. Compression in the vertical member is Vu = 28.1 kip.

Max. Weld size (a_{max}) = t - 1/16 = 3/8 - 1/16 = 5/16 in

Min. weld size (a_{min}) = 3/16 in

Use weld size (a) = 1/4 in

Design strength of weld :

$$\begin{aligned}\Phi R_{nw} &= \Phi * t_e * 0.6 * F_{Exx} \\ &= 0.75 * (0.707 * 1/4) * 0.6 * 70 \\ &= 5.57 \text{ kips/in}\end{aligned}$$

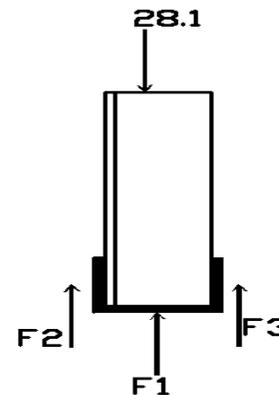


Fig: (4-32): Weld between vertical member and gusset plate

- Design strength of base material :-

$$\Phi R_n = 0.6 * t * f_y = 0.6 * 1/2 * 36 = 10.8 \text{ kip/in} > 5.57 \text{ kip/in} \dots \text{Ok}$$

OR

$$\Phi R_n = 0.45 * t * f_u = 0.45 * 1/2 * 58 = 13.05 \text{ kip/in} > 5.57 \text{ kip/in} \dots \text{Ok}$$

$$F_1 = \Phi R_{nw} * L_{w1} \quad , L_{w1} = d = 3 \text{ in}$$

$$= 5.57 * 3 = 16.71 \text{ kip}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$MRF_3 = 0$$

$$= 28.1 * (3 - .884) + 16.71 * 1.5 - F_2 * 3 = 0$$

$$F_2 = 11.39 \text{ kip}$$

$$Lw_2 = \frac{F_2}{\Phi R_{nw}} = \frac{11.39}{5.57} = 2.05 \text{ in}$$

$$\text{Take } Lw_2 = 2.5 \text{ in}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$28.1 - 16.71 - 11.39 - F_3 = 0$$

$$F_3 = 0$$

Second: Design of weld between the diagonal member and the gusset plate:

- The section of the diagonal member is (L2*2*3/8)

Member property ... $A_g = 1.36 \text{ in}^2$, $\bar{Y} = 0.632 \text{ in}$

- For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

— The value of Max. Tension in the diagonal member is $T_u = 40.65 \text{ kip}$.

Max weld size (a_{\max}) = 5/16 in

Min weld size (a_{\min}) = 3/16 in

Use weld size (a) = 1/4 in

- Design strength of weld

$$\begin{aligned} \Phi R_{nw} &= \Phi * t_e * 0.6 * F_{Exx} \\ &= 0.75 * (0.707 * 1/4) * 0.6 * 70 \\ &= 5.57 \text{ kips/in} \end{aligned}$$

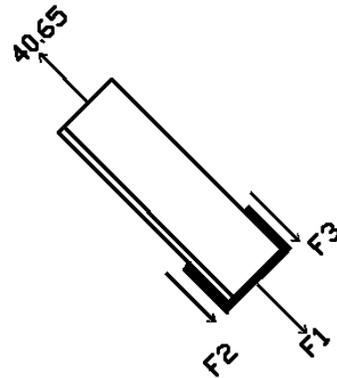


Fig : (4-33): Weld between diagonal member and gusset plate

- Design strength of base material :-

$$\Phi R_n = 0.6 * t * f_y = 0.6 * 1/2 * 36 = 10.8 \text{ kip/in} > 5.57 \text{ kip/in} \dots \text{Ok}$$

OR

$$\Phi R_n = 0.45 * t * f_u = 0.45 * 1/2 * 58 = 13.05 \text{ kip/in} > 5.57 \text{ kip/in} \dots \text{Ok}$$

$$F_3 = \Phi R_{nw} * Lw_3, Lw_3 = d = 2 \text{ in}$$

$$= 5.57 * 2 = 11.14 \text{ kip}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$MRF_1 = 0$$

$$\begin{aligned}
 &= 40.65 * 0.632 - F_2 * d - F_3 * d/2 = 0 \\
 &= 40.65 * 0.632 - F_2 * 2 - 11.14 * 1 = 0 \\
 F_2 &= 7.275 \text{ kip}
 \end{aligned}$$

$$Lw_2 = \frac{F_2}{\Phi R_{nw}} = \frac{7.275}{5.57} = 1.3 \text{ in}$$

Take $Lw_2 = 1.5 \text{ in}$

$$\sum F_y = 0$$

$$40.65 - F_1 - F_2 - F_3 = 0$$

$$F_1 = 22.235 \text{ kip}$$

$$Lw_1 = \frac{F_1}{\Phi R_{nw}} = \frac{22.235}{5.57} = 4 \text{ in}$$

❖ Check rupture:

$$L = (1.5+4)/2 = 2.75$$

$$U = 1 - x/L = 1 - 0.632/2.75 = 0.77$$

$$\begin{aligned}
 \Phi P_n &= 0.75 * F_u * A_e \\
 &= 0.75 * 58 * (0.77 * 1.36) \\
 &= 45.55 \text{ kip} > 40.65 \text{ kip} \quad \dots \text{ Ok}
 \end{aligned}$$

Third : Design of weld between the bottom member and gusset plate

The section of the bottom is W6*12

Assume $L = 10$ in

$$R_u = \sqrt{[R_v + R_y]^2 + [R_h + R_x]^2}$$

$$R_v = P_y/L = 0$$

$$R_h = P_x/L = 28.1/10 \times 2 = 1.405$$

kip/in

$$I_p = 2 \times 10^3 / 12 = 166.67 \text{ in}^3$$

$$R_x = M \cdot y / I_p = 0$$

$$R_y = M \cdot x / I_p$$

$$= 28.1 \times 4 \times (4/2) / 166.67 = 1.35$$

$$R_u = \sqrt{[0 + 1.35]^2 + [1.405 + 0]^2} = 1.948 \text{ kip/in}$$

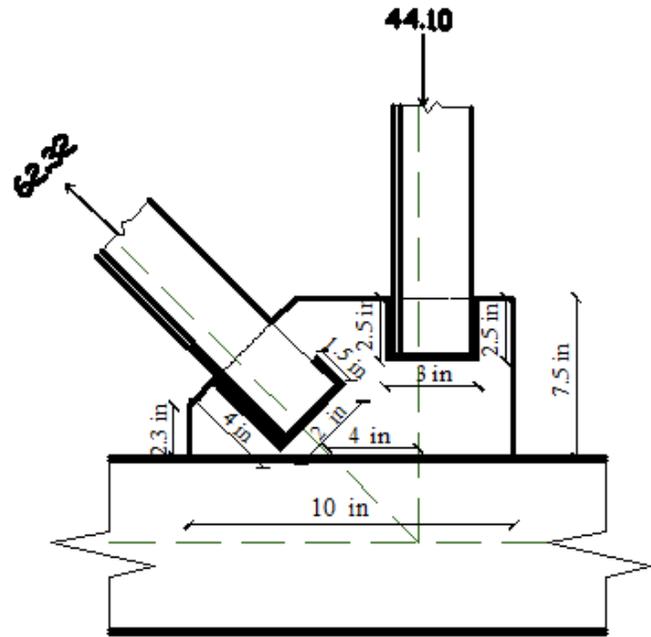


Fig: (4-34): Weld between bottom member and gusset plate

$$\Phi R_{nw} = R_u$$

$$0.75 \times (0.707 \cdot a) \times 0.6 \times 70 = 1.948$$

$$a = 0.087 \text{ in}$$

Select $a = 1/8 \text{ in} = 0.125 \text{ in}$

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

- 1-5 مقدمة.
- 2-5 النتائج.
- 3-5 التوصيات.

1-5 المقدمة :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بناءه في مدينة الخليل.

وتم اعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

2-5 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. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 300KN/m^2 .
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في جزء معين من الطوابق. كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab)، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Flat Slab) في بعض أجزاء المبنى بسبب عدم انتظام توزيع الأعمدة في المبنى، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج وفي المدرج نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:
 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 النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، واعداد الجداول المرافقة للتصميم.
 (d) Etabs: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

- (e) STAAD Pro: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
- (f) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدرّس.

3-5 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 إنشائي.

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