بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

الهندسة المدنية / هندسة إنشاءات

مُقدمة مشروع التخرج :

المدرسه العربية الإنجيلية – بيت لحم

فريق العمل

يَزن دويك

لُؤي طنينة

عَبد المجيد الزرو

إشراف

م. سُفيان التُرك

الخليل – فلسطين

مايو - 2013م

المدرسة العربية الإنجيلية

فريق العمل

يَزن دويك **لُـؤي طنـينة** **عَبد المجـيد الـزرو**

إشراف

م. سُـفيان الـتُرك

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في تخصص الهندسة المدنية فرع هندسة إنشاءات

توقيع المشرف توقيع رئيس الدائرة

....

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مايو – 2013 م

الإهـداء

إلى الرحمة المهداة في زمن الظلم والظلمات ... رسول الله ﷺ

إلى ورثة الأنبياء بعلمهم ...علماؤنا الأجلاء

إلى نبض قلبي ... وزهرة عمري ... إلى الغالية التي تعطي بلا حدود... التي سهرت الليالي بقربي إلى أمي الحبيبة

إلى خير مربي.. وشعلة الأمل في نفسي .. وراعي أمري ...إلى من تناثرت قطرات العرق من جبينه على

تراب الحبيبة فلسطين ..
أبي الغالي

إلى من علموني معنى الإيثار على النفس والتضحية ....إلى زهرات الأمل ... ومشاعر النور في حياتي إلى إخوتي وأخواتي الأحباء

إلى الذين سطروا بدمائهم... أروع صور التضحية و الشموخ والإباء... إلى كل شهداء فلسطين...

إلى الأسرى القابعين خلف القضبان... وخاصة أسرى جامعتنا الموقرة... الصابرين الصامدين

إليكم يا من كنتم جسرا أوصلنا إلى أرقى درجات العلم .... أساتذتي ومعلمين

إلى اعز الناس ... ومن لهم اثر في حياتي ووجداني ....إلى جميع أصدقائي

والى كل من شارك في إتمام هذا العمل

فريق العمل

الشكر والتقدير

الحمد لله وحده كما ينبغي لجلال وجهه وعظيم سلطانه الذي خلقنا وأسبغ علينا نعمه ظاهرة وباطنه وانطلاقا من حديث النبي ﷺ :" من لا يشكر الناس لا يشكر" وامتثالا له فانه يسرنا ويسعدنا أن نتقدم ونتوجه بالشكر الجزيل والعرفان بالجميل لأستاذنا **المهندس سفيان الترك** على تكرمه بالإشراف على هذا المشروع ولما منحنا إياه من نصائح وتشجيع .

ونتقدم بالشكر لجامعة بوليتكنك فلسطين ونخص بالذكر دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ممثلة برئيس الدائرة الدكتور غسان دويك

كما نتقدم بجزيل الشكر لجميع أساتذة دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

ونفيض بمشاعر الاحترام والتقدير إلى كل من أسهم ومد يد العون والمساعدة لإتمام هذا العمل سواء بمشاركتنا بالعمل أو بكلمة طيبة أو بدعوة صادقة في الغيب

فريق العمل

تصميم المدرسة العربية الإنـجيلية

فريق العمل:

يَزن دويك　　لُـؤي طنـينة　　عَبد المجيد الـزرو

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2013م

إشراف:-

م. سُفيـان التُـرك

ملخص المشروع

المشروع عبارة عن مدرسة " المدرسة العربيه الإنجيلية " يقع في منطقة بيت ساحور في مدينة بيت لحم مكون من خمسة طوابق والبالغ مساحته الإجمالية 8673.33 م^2 ، تجمع بين الأقسام المختلفة للتعليم وأيضا لها جانب خاص يتركز في الرياضه فتحتوي على قاعة رياضيه وبركة سباحه وغرف تغير لكل من منهما، وتحتوي على قاعات التدريس لممارسة العمليه التعليمية وبالاضافة إلى وجود قسم خاص برياض الاطفال، وغرفة الموسيقى والممرات الواصله بينهم، وأيضا تمتاز بوجود القسم المكيانيكي لعمليات الصيانه وخدمات الحريق ، وخزان المياه الموجود في طابق التسويه الأول .

Abstract

Arab Evangelical School

Work Team

Yazan Dweik **LOai N. Tanineh** **Abdulmajeed Zaro**

Palestine Polytechnic University - 2013

Supervisor

Sufian Al-turk

The project is an "Arab Evangelical school" The project is located in the town of Beit Sahour, east of Bethlehem, the project consists of five floors and an area of Project 8673 m^2.

The project contains several sections, containing sports and entertainment hall for students and swimming pool. And also is available in the building a special section for kindergarten and the mechanical part of the building, and also fire service department.

We will work to find a structural system of the building, to carry out the design for it, based on the international standards, using the ACI Code and the German code, and Jordanian code.

فهرس المحتويات

الصَـفحات التمهيدية

الرقم	الموضوع	رقم الصفحة
	الغلاف.....	I
	شهادة تقييم المشروع	II
	الإهداء.....	III
	الشكر والتقدير.....	IV
	الملخص.....	V
	Abstract	VI
	فهرس المحتويات.....	VII
	Terms used & Observation.....	XI

الفصل الأول
المُـقدمة

1-1	المقدمة.....	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	2
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول المشروع	3
7-1	إجراءات المشروع	3

الفصل الثاني
الـوَصف المِعماري

1-2	مقدمة.....	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	6
4-2	وصف طوابق المشروع	8
5-2	الواجهات	17
6-2	وصف الحركة والمداخل	18
7-2	الموقع العام	18

الفصل الثالث
الـوَصف الإنـشائي

1-3	مقدمة.....	20
2-3	الهدف من التصميم الإنشائي.....	20
3-3	مراحل التصميم الإنشائي	20
4-3	الاحمـال	21
5-3	الإختبارات العلميّة	25
6-3	العناصر الإنـشائية المُكونة للمبنى	25
7-3	فَواصل التمدد	32
8-3	الجمالونات (Truss)	33
9-3	برامج الحاسوب المستخدمة	33

الفصل الرابع
Structural Analysis & Design

4-1	**Introduction …….**	**53**
4-2	**Design One way ribbed slab (R27) ……..…..……..**	**36**
4-3	**Design Of Beam (B94) ……..…..……..**	**50**
4-4	**Design Two way ribbed slab (TW5)… …….……..**	**63**
4-5	**Design One Way solid slab (Ramp) …….……..**	**72**
4-6	**Design Of Stair ……..…….……..**	**77**
4-7	**Design Of Column (C192) ..…..…….……..**	**84**
4-8	**Design Of Truss Column …….…….……..**	**86**
4-9	**Design Of Foundation ……..**	**88**
4-10	**Design Of Truss …….……..**	**92**
4-11	**Design Of Share wall (SW16) & strip footing …..……..**	**111**
4-12	**Design Of Basement wall ..…..…….……..**	**115**

فهرس الأشكال

اسم الشكل	رقم الصفحه
خارطة الموقع الجغرافي.....	7
طوابق المشروع	9
الواجهات	17
تأثير الرياح على المباني.....	23
عقدات العصب الواحد.....	26
عقدات العصب بإتجاهين.....	26
عقدات مصمتة بإتجاه واحد.....	27
الدرج	28
الجسور	29
الأعمده	30
الأساس المنفرد.....	32
Geometry Rib 27	36
Geometry Beam 94.....	50
Geometry Of ramp.....	72
Column 192	85
Static truss column.....	86
Static system for purlins.....	93
Truss System.....	95
Strip footing for share wall.....	114
Basement wall.....	115

Terms used & Observation:

fc' : Concrete strength.
F_Y: yield stress of steel.
b: width of section.
c: depth of rectangular compressive stress block.
d: effective depth , measured from the extreme compression fibers to centroid of steel area.
h: total depth.
As: area of the tension steel
T: resultant tension force in steel.
Mn: nominal moment strength of the section.
ρ : Ratio of reinforcement.
ε_s : Strain at tension steel.
Ø for flexure = 0.9.
Ø for share = 0.75.
Ø for compression = 0.65.
Vu : factored shear force.
Vn: nominal shear strength.
Vc: nominal shear strength provided by concrete.
Vs: nominal shear strength provided by stirrups.
I: moment of inertia of the section.
E: modules of elasticity.
$\frac{klu}{r}$: Slenderness ratio.
Cq: pressure coefficient.
γ: unit weight of soil.
Qall: allowable pressure Bering soil pressure.

1 المُـقدمة

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

إذا تناولنا بصفة عامة لوجدنا إن الهندسة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التّخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب مع احتياجات البشرية . فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني خصوصا هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد على هذه البسيطة.

المهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ، ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا 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 وأخر رياضي هناك، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

1- 2 أهداف المشروع

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

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة 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 " المدرسة العربيه الإنجيلية " الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأة ، ومن ثم سيتم عمل 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 سيتم العمل خلال الفصلين الثاني و الأول من السنة الدراسية 2013/2012 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

5-1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6 -1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

7-1 إجراءات المشروع

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

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

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

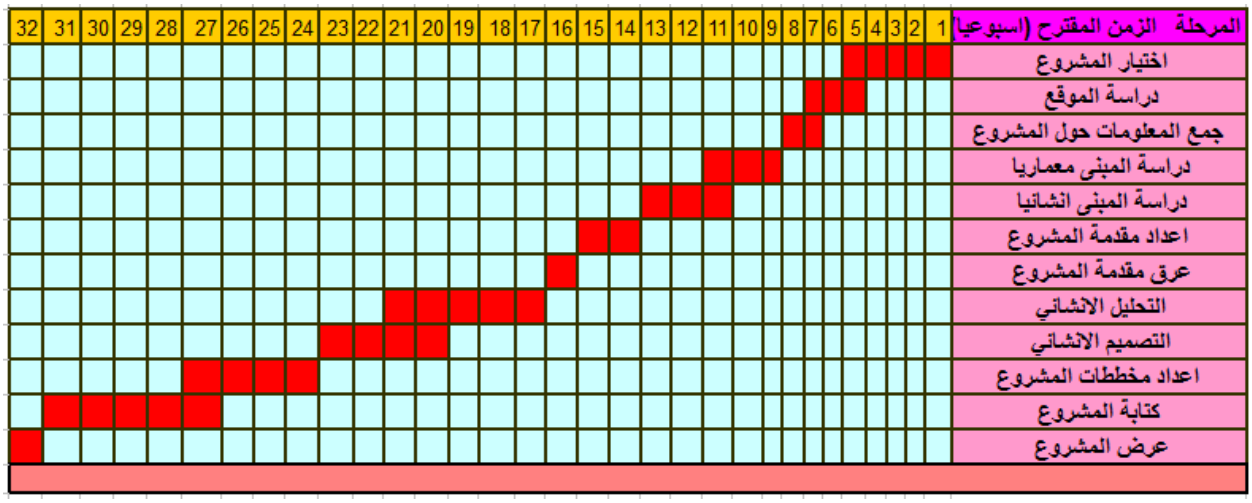
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2013\2012)



4

Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4 -2 Design One Way ribbed slab (R27).

4 -3 Design Beam (B94).

4 -4 Design Two Way ribbed slab (TW5).

4 -5 Design One Way solid slab (Ramp).

4 -6 Design of Stair.

4-7 Design of Column (C192).

4-8 Design of Truss Column.

4-9 Design of Foundation.

4-10 Design of Truss.

4-11 Design of Share Wall (SW16).

4 –1: Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are three types of slabs: one way ribbed slab, one way solid slab , and two way ribbed slab . They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2006", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI- code.

NOTE:

- B300 $fcu = 30N/mm^2 (MPa)$ For (150 –mm) cube section , for cylinder section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$).
- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}

4 – 2: Design One Way Rib (27):

$W_u = 1.2DL + 1.6L$ ACI – 318 - 08 (9.2.1)

- **Slabs Thickness calculation:**

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

  For (**Rib 27**), as shown in fig.

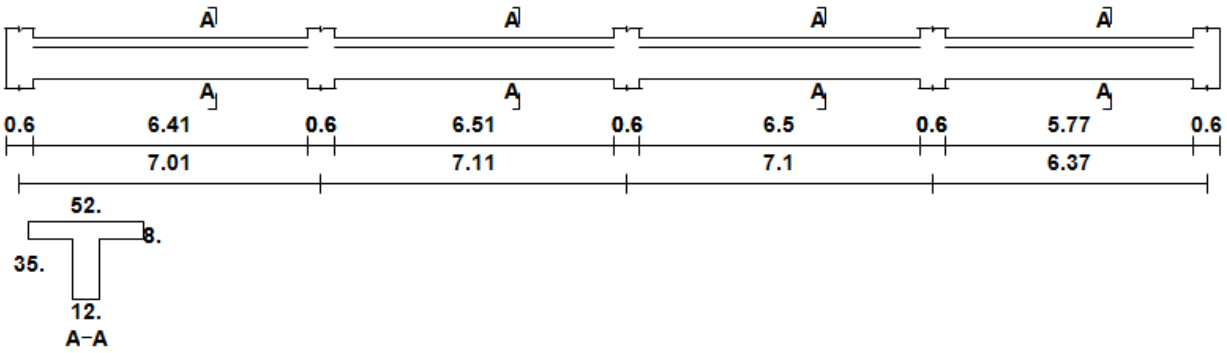


Fig (4-1): Spans Length of (Rib 27).

❖ **From ACI-318-08 table (9.5a)**

Min h ≥:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{7.01}{18.5} = 0.379m$$

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.37}{18.5} = 0..344\ m$$

$$\frac{L}{21} = \frac{7.11}{21} = 0.338\ m$$

For Rib27, will try thickness of slab 35cm

❖ **Load Calculation:**

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

- **Dead load :-**

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)	γ * δ * b	KN/m
Tile	23	3	23*0.03*0.52	**0.3588**
Mortar	22	2	22*0.02*0.52	**0.2288**
Sand	17	7	17*0.07*0.52	**0.6188**
Topping slab	25	8	25*0.08*0.52	**1.04**
Hollow block	10	27	10*0.27*0.4	**1.08**
Rib	25	27	25*0.27*0.12	**0.81**
Plastering	22	3	22*0.03*0.52	**0.3432**
partition	$1KN/m^2$		1*0.52	**0.52**
			Total dead load = 5 KN/m/rib	

Table (4-1) calculation of the total load for (R27)

- **Live load:-**

- **From Jordanian Code live loads table live load for School is 5 KN/m^2**

Total live load = 5*0.52 = 2.6 KN/m/rib

❖ **Design of Topping:-**

- **Calculation of Dead load**

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)	γ * δ * b	KN/m
Tile	23	3	23*0.03*1	**0.69**
Mortar	22	2	22*0.02*1	**0.44**
Sand	17	7	17*0.07*1	**1.19**
Topping	25	8	25*0.08*1	**2.0**
partition	$1KN/m^2$		1*1	**1.0**
			Total dead load = 5.32 KN/m	

Table (4-2) calculation of the total load for topping.

- **Calculation of live load**
  L.L $_{total}$ = 5KN/m

  - **Wu = 1.2D.L + 1.6L.L** = 1.2*5.32+ 1.6*5 = 14.384KN/m

    Check ΦMn > Mu

    $$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{14.384 * 0.4^2}{12} = 0.192 kN.m$$

    $$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

  - $\frac{bh^2}{6}$

  - s=

    $$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

    $$= 0.42\sqrt{24} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19 kN.m$$

    Ø=0.55 for plain concrete

    $$\phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 kN.m.$$

    $$\phi * Mn = 1.2 > Mu = 0.194 KN.m.$$

  - **Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.**

    For the shrinkage and temperature reinforcement:

    $\rho = 0.0018$ **ACI-318-08 (7.12.2)**

    $$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / m.$$

    A_s (ϕ 8) =50.27mm^2

    So number of bars =144/50.27 = 2.86

    Spacing= 1000/ (number of bars) =1000/2.86=349 mm

    Check for max. Spacing

    S=3h=3*80=240mm…… (Control)

    S=450mm

    S=380(280/f_s)-2.5C_c =380(280/.667*420)-2.5*20=330mm

    S=300(280/fs) =300(280/0.667*420) =300mm.

    Then use ϕ8@200mm for practical purposes in both directions.

✓ Design of Rib (27):

- **Materials :**

  Concrete B300, Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

  Reinforcement Steel, F_Y = 420 N/mm^2 =420 Mpa

- **Design constant :**

  - **For T- section "b_e" is the smallest of the following:**

    b_E =Ln/4=(6.52 -0.6) / 4 = 1.48 m

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.4 m

b_E = c/c spacing between beams =0. 520 m …… **(Control)** .

- **Requirements for Slab Floor According to** ***ACI- (318-08).***

bw ≥ 10cm……..…ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw ……..…….. ACI(8.13.2)

Select h=35cm<3.5*12=42cm

T_f ≥ Ln/12≥50mm ……ACI (8.13.6.1)

Select tf=8cm.

- **System :** One -way ribbed slab:

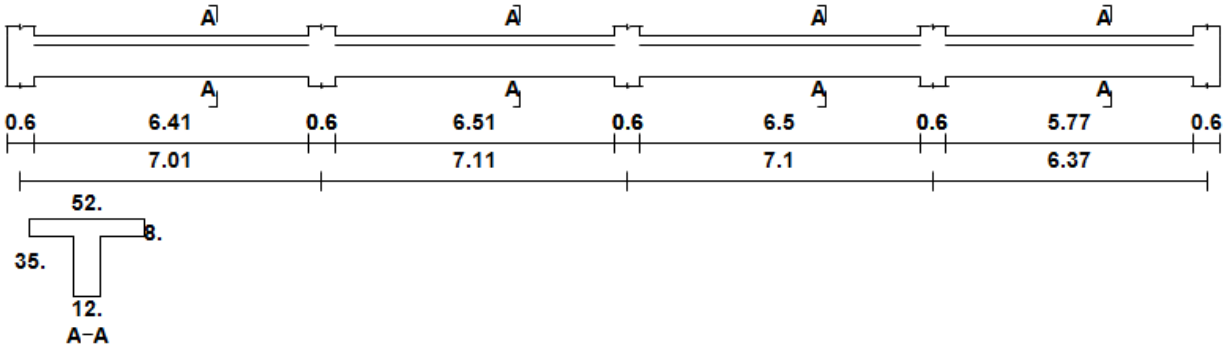
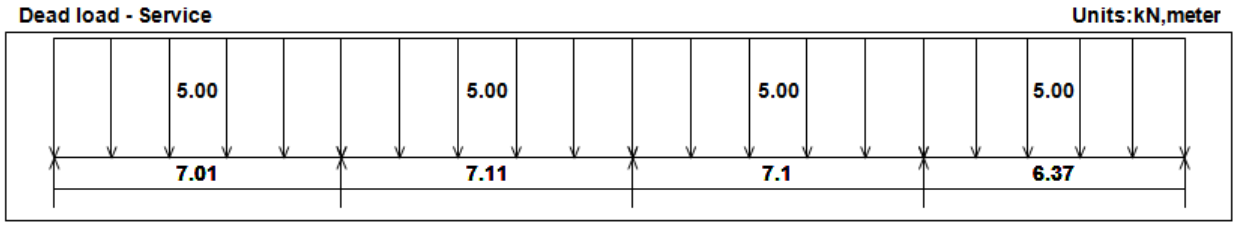


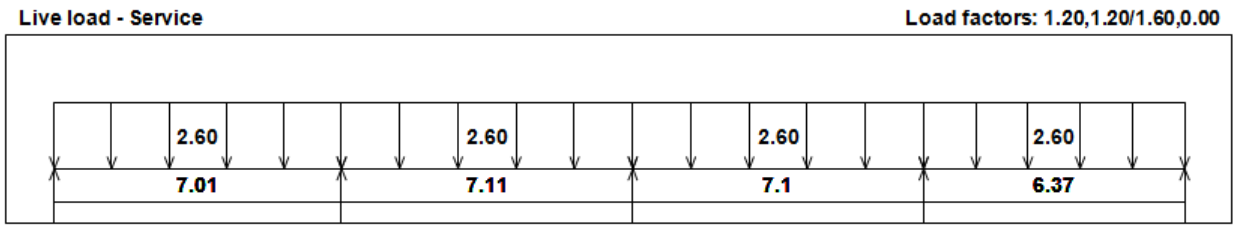
Fig. (4-2): Geometry of Rib (Rip 27).

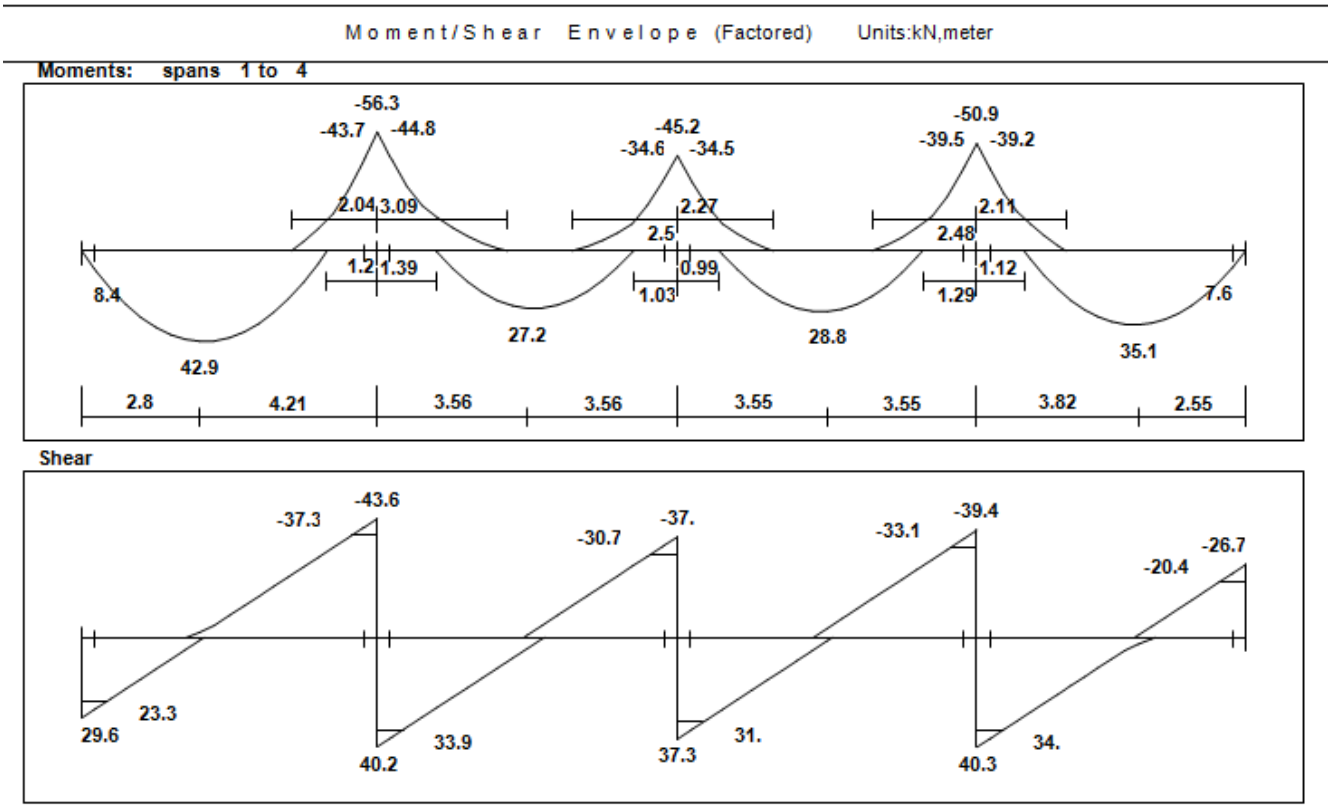
- **Loading** :

By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the following:

D.L $_{total}$ = 5 KN/m/rib **L.L $_{total}$ = 2.6 KN/m/rib**







Reactions

Factored

DeadR	16.52	48.1	40.64	45.61	14.67
LiveR	13.04	35.7	33.67	34.1	12.03
MaxR	29.56	83.8	74.31	79.72	26.7
MinR	14.93	61.9	51.89	59.59	12.81
Service					
DeadR	13.77	40.08	33.87	38.01	12.22
LiveR	8.15	22.31	21.04	21.31	7.52
MaxR	21.91	62.4	54.91	59.32	19.74
MinR	12.77	48.71	40.9	46.75	11.06

Fig (4-3) Rib 27 envelopes

✓ **Flexural Design FOR rib 27 : -**

- **Design for positive Moment:-**

Use Mu max. Positive for span ➔ **Mu= 42.9 KN.m**.

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For $a = t_f = 8cm$

$d = h - cover - dia.\ of\ stirrups - db./2 = 350 - 20 - 8 - 14/2 = 315\ mm.$

$\Phi.Mnf = 0.9*0.85\ f_c\ * t_f *\ b_E\ *(d- t_f/2)$

$=0.9* 0.85\ (24)\ (0.08)\ (0.52)\ (0.315-0.08/2)*10^3$

ΦMnf = 210.0 KN.m

ΦMnf = 210.0 KN.m > Mu =42.9 kN.m

So Design as Rectangular section, with b_E = 52 cm.

As = ρ.bE .d

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{42.9 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.315)^2} = 0.9238 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.9238}{420}}\right) = 0.00225178$$

A_S = ρ.bE .d = (0.002252)* (520)* (315) = 368.84 mm^2 .

Then use 2 Ø 16, A_s = 402.1 mm^2

- **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.23 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2 \ \ldots\ldots\ldots\ldots \ (\textbf{Control})$$

For 2 Ø 16, As = 402.1 mm2 > 368.84mm2 . . . . . Ok

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * Fy = 0.85 * f_c * b * a

$$402.1 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 15.9 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.9}{0.85} = 18.73 mm$$

β=0.85….. f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{315 - 18.73}{18.73} \times 0.003 = 0.0475$$

$$\varepsilon_s = 0.0475 > 0.005 \ldots\ldots\ldots OK$$

- **FOR Mu= 35.1 KN.m.**

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{35.1*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.315)^2} = 0.7558\text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.7558}{420}}\right) = 0.001834$$

$A_S = \rho.b_E.d = (0.001834)*(520)*(315) = 300.46\,mm^2$.

Then use 2 Ø 14, A_s = 307.87 mm^2

- **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.23mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126mm^2 \quad \text{.....} \quad \textbf{(Control)}$$

For 2 Ø 14, As = 307.87 mm2 > 300.46 mm2 . . . . . Ok

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * Fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.87*420 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 12.19mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34mm$$

β=0.85….. $f_c < 28$MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{315-14.34}{14.34} \times 0.003 = 0.0628$$

$$\varepsilon_s = 0.0628 > 0.005 \text{.....OK}$$

- **FOR Mu= 28.8 KN.m.**

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{28.8*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.315)^2} = 0.620\text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.620}{420}}\right) = 0.001499$$

$A_S = \rho.b_E.d = (0.001499)*(520)*(315) = 245.67\,mm^2$.

Then use 2 Ø 14, A_s = 307.87 mm²

- **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315)=110.23mm^2$$

$$A_{s\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)=\frac{1.4}{420}(120)(315)=126mm^2 \ \ldots\ldots\ldots\ldots \ \textbf{(Control)}$$

For 2 Ø 14, As = 307.87 mm2 > 245.67 mm2 . . . . . Ok

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * Fy = 0.85 * f_c * b * a

$$307.87*420=0.85*24*520*a$$

$$a=12.189mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{12.189}{0.85}=14.34mm$$

β=0.85….. f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{315-14.34}{14.34}\times 0.003=0.0628$$

$$\varepsilon_s=0.0628>0.005.....OK$$

- **<u>FOR Mu= 27.2 KN.m</u>**

$$Rn=\frac{Mu/\phi}{b*d^2}=\frac{27.2*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.315)^2}=0.586\ \text{Mpa}$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)=\frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.586}{420}}\right)=0.00142$$

A_S = ρ.bE .d = (0.00142)* (520)* (315) = 231.814 mm^2 .

Then use 2 Ø 14, A_s = 307.9 mm²

- **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315)=110.23mm^2$$

$$A_{s\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)=\frac{1.4}{420}(120)(315)=126mm^2 \ \ldots\ldots\ldots\ldots \ \textbf{(Control)}$$

For 2 Ø 14, As = 307.9 mm2 > 231.814 mm2 . . . . . Ok

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * Fy = 0.85 * f_c * b * a

$226.19*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 8.955mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.955}{0.85} = 10.54mm$

β=0.85….. $f_c < 28$MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

- $\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{315-10.54}{10.54} \times 0.003 = 0.0866$

$\varepsilon_s = 0.0866 > 0.005$.....OK

❖ Design for Negative Moment for Rib (R27):

- Use Mu max. negative for support ➔ **Mu= - 44.8 KN.m**

Design as a rectangular with b = 12 cm

$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{44.8*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.315)^2} = 4.2$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(4.2)}{420}}) = 0.01132$

As = 0.01132 (120) (315) = 427.86 mm^2 .

- **Check Minimum Reinforcement** $A_{s\ min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

❖ $A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.23mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126mm^2$ ..... (**Control**)

A_s = 427.86 mm² > A_s =126 mm²

$A_{s\ req}$= 427.86 mm², Use 2 Ø 18 for top bars with As =508.93 mm² .

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * Fy = 0.85 * f_c * b * a

$508.93*420 = 0.85*24*120*a$

$a = 87.32mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{87.32}{0.85} = 102.73mm$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{315-102.73}{102.73} \times 0.003 = 0.0062$

$\varepsilon_s = 0.0062 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$

ϕMn=0.9*0.85*24*87.32 *120(315-43.66)=52.2KN>Mu=44.8KN

- **For Mu= - 34.6 KN.m**

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{34.6*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.315)^2} = 3.23$ Mpa

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.59}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(3.23)}{420}}) = 0.00842$

As = 0.00842 (120) (315) = 318.3 mm^2.

- **Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

❖ $A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.23mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126mm^2$ ..... (**Control**)

A_s = 318.3 mm² > A_s =126 mm²

$A_{s\ req}$= 318.3 mm², Use 2 Ø 16 for top bars with As =402.12 mm² .

- **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * Fy = 0.85 * f_c * b * a

$402.12*420 = 0.85*24*120*a$

$a = 68.99mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.99}{0.85} = 81.17mm$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{315-81.17}{81.17} \times 0.003 = 0.008642$$

$$\varepsilon_s = 0.008642 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

- **For Mu= - 39.5 KN.m**

Design as a rectangular with b = 12 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{39.5*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.315)^2} = 3.686 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(3.686)}{420}}\right) = 0.009756$$

As = 0.009756 (120) (315) = 368.78 mm^2 .

- **Check Minimum Reinforcement** $A_{s\ \min}$**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

❖ $A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(315) = 110.23 mm^2$

$$A_{s\ \min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 mm^2 \quad \ldots\ldots \quad \textbf{(Control)}$$

A_s = 368.78 mm² > A_s =126 mm²

$A_{s\ req}$= 368.78 mm², Use 2 Ø 16 for top bars with As =402.12 mm² .

- **Check for Tension steel yielding:-**

As * Fy = 0.85 * f_c * b * a

$$402.12*420 = 0.85*24*120*a$$

$$a = 68.99mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.99}{0.85} = 81.17mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{315-81.17}{81.17} \times 0.003 = 0.008642$$

$$\varepsilon_s = 0.008642 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

ϕMn=0.9*0.85*24*68.99*120(315-34.5)=42.64KN>Mu=39.5KN

✓ **Design shear for Rib (R27):**

Factored shear forces at distance **d** from face of support.

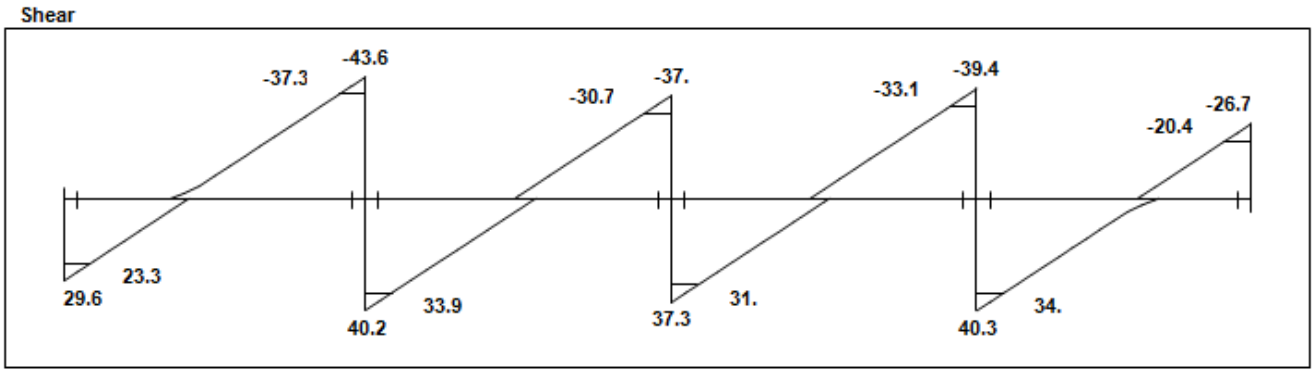


Fig (4-4) Shear Diagram for Rib 27

Vu_{max} = 37.3 KN at distance d from the face of support.

Determine shear strength provided by concrete (Ø Vc).

$$Ø\ Vc = 1.1*\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ bw * d$$

$$= 1.1* 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 0.12 * 0.315*10^3 = 25.46\ KN$$

- **Check if the dimensions are big enough:**

$$\Phi\ Vs_{max} = \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} * b * d$$

$$= \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 120 * 315/1000 = 92.59KN$$

$\Phi\ V_{s.} = \Phi\ V_n - \Phi\ Vc = V_u/ Ø - V_c = 37.3/0.75 - 33.95 = 15.78$ KN

$\Phi\ V_{smax} > \Phi\ Vs.$ . . . So dimensions are big enough.

Case 1:

$$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$$

Ø Vc/2=12.73 …… Not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$

12.73<37.3<25.46

Not item 2.

Case 3:

$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.12 * 0.315 * 1000 = 8.68KN$

$\cdot \Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.12 * 0.315 * 1000 = 9.45KN .....(Control)$

$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 25.46 + 9.45 = 34.91KN < 37.3KN$

Not case 3

Case 4:-

Ø (V_C + V_{Smin}) < V_U < Ø (V_C + V_S')

$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{fc'} * bw * d$

$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.12 * .315 * 1000 = 46.3\ KN$

Ø Vs '+ Ø Vc=46.3 +25.46 =71.76 KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =34.91 < 37.3< Ø Vs '+ Ø Vc = 71.76 KN.

So Case 4 is Control

$V_{s.}$ = (Vu/ Ø)- Vc = (37.3 /0.75) – 33.95 =15.78 KN.

Use 2-leg Ø 8 A_s =100.5 mm^2

s= (Av*fyt*d)/Vs.

s= (100.5*420*315)/ (15.78*10^3) = 842.595 mm.

Check for max. Spacing

S_{max}=d/2=315/2=157.5 mm……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg Ø 8 @150mm.

- **For Vu= 34 KN.m at distance d from face of support .**

Case 1:

$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$

ϕVc/2=12.73 …… Not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$

12.73<34<25.46

Not item 2.

Case 3:

$$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$$

$$\because \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 25.46 + 9.45 = 34.91KN > 34KN$$

$V_{s.} = (Vu/\phi) - Vc = (34/0.75) - 33.95 = 11.38$ KN

$\frac{Av,min}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}\frac{bw}{fyt}$ But not less than, $\frac{Av,min}{s} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fyt}$

$\frac{Av,min}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120}{420} = 0.0875$

$\frac{Av,min}{s} = \frac{1}{3}\frac{120}{420} = 0.09523$ -control

Use 2-leg Ø 8 A_v =100.5 mm^2

100.5/s=0.09523, s=1055.34mm

Check for max. Spacing

S_{max}=d/2=315/2=157.5 mm……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg Ø 8 @150mm.

So use 2-leg ϕ8@150mm for all ribs which Vu at distance d from the face of support more than 25.46KN, and other ribs has no need for shear reinforcement.

4 – 3: Design of Beam (B94):-

❖ **Material :**

Concrete B300 , Fc' = 24 N/mm^2, Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

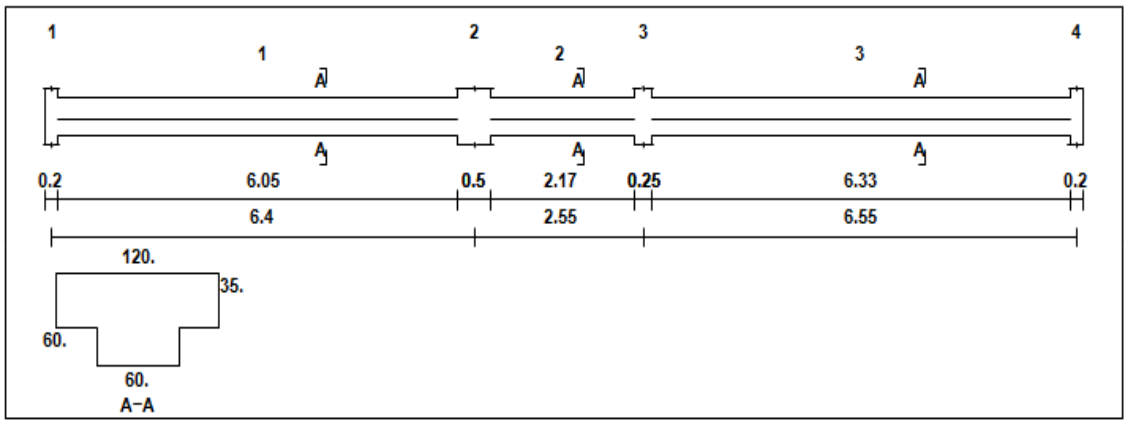


Fig (4-5) Geometry for B94

Section :-

Bf=120mm hf=350 mm

Loading:-

- **Reaction from Rib(R27) :**

  D.L =40.08/0.52 = **77.1 KN/m.**

  L.L =22.31 /0.52 = **42.9 KN/m.**

- **Dead load calculations :**

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)	γ * δ * b	KN/m
Own weigth	25	60	25*0.6*0.6	9
plaster	22	3	22*0.03*0.6	0.396
			Total Dead load	**9.396**

Table (4-3) calculation of the total load for (B94)

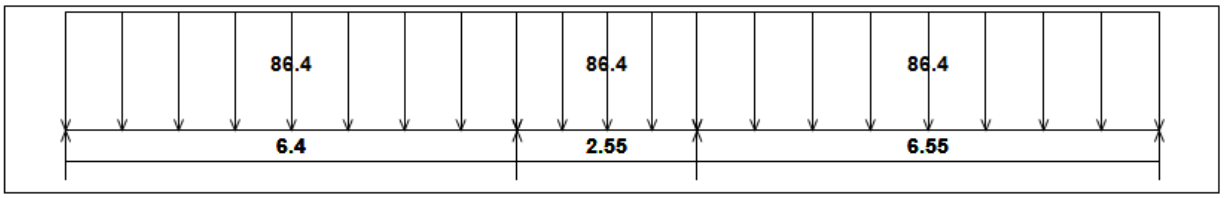
- **Total load :**

DL=77.1+9.396=86.496 KN/m.

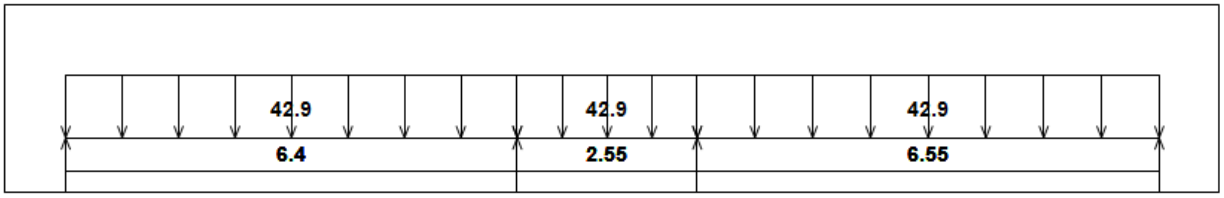
LL=42.9 =42.9 KN/m.

- **Using "Atir" software for the following values of moment and shear :**

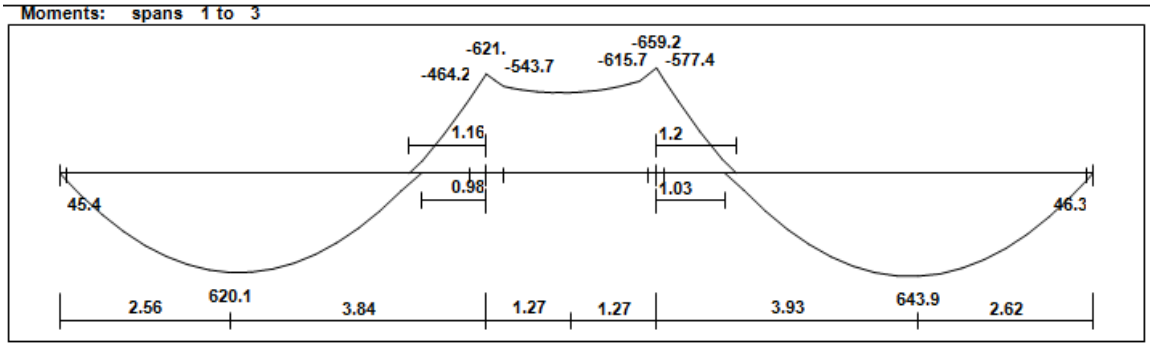
Dead load - Service Units:kN,meter



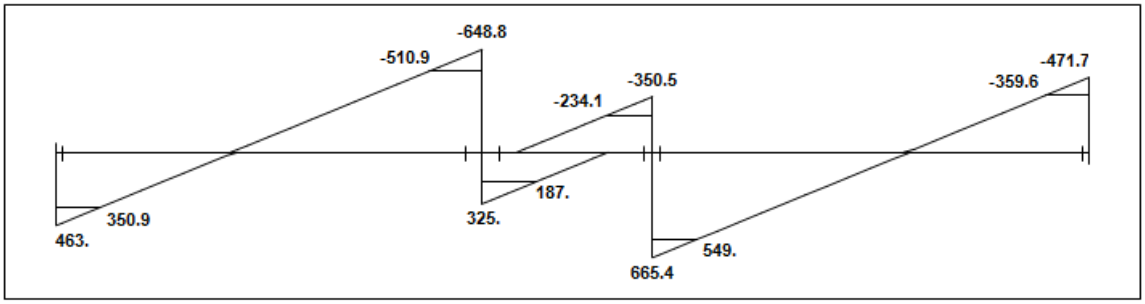
Live load - Service Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



Moments: spans 1 to 3



Shear



Reactions

Factored

DeadR	277.36	509.63	539.18	282.65
LiveR	185.6	464.16	476.69	189.01
MaxR	462.96	973.8	1015.87	471.66
MinR	275.18	472.29	508.54	280.56
Service				
DeadR	231.13	424.69	449.32	235.54
LiveR	116.	290.1	297.93	118.13
MaxR	347.13	714.8	747.25	353.67
MinR	229.77	401.36	430.17	234.24

Fig (4-6) envelops for B94

✓ **Design flexural of Beam:**

- **Design of Positive Moment for Beam Mu = 643.9 KN .m**

d = h – cover – $d_{stirrups}$ –d_b/2 = 600 – 40 – 10 – 20/2 = 540mm

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For a = t_f = 35cm

Φ.Mnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.35) (1.2) (0.540-0.35/2)*10^3

ΦMnf = 2814.6 KN.m

ΦMnf = 2814.6 KN.m > Mu =643.9 kN.m

So Design as Rectangular section, with b_E = 120 cm.

Take Φ = 0.9 for flexure as tension- controlled section

Assume ρ = 0.4 ρ_b.

ρ_b = 0.85 fc'/fy β (600 / (600 + fy)) = 0.85 * (24/420) *0.85 (600 /(600+420))

= 0.02428.

ρ = 0.4 ρ_b = 0.4 * 0.02428 = 0.009714.

Rn = ρfy (1- (ρm/2)) = .009714 * 420 (1- (0.009714 *20.59 / 2)) = 3.672 Mpa.

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2}$ → bd^2 = Mu / ϕ Rn = 643.9*10^6/0.9*3.672 = b* $(540)^2$

b = 668.17 mm

- Take b=60cm.

- **Check whether the section will be act as singly or doubly :**

$$C_{max} = \frac{3}{7}d$$

$$C_{max} = \frac{3}{7}*540$$

$$c = 231.43mm$$

$$a = \beta_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 231.43 = 196.71mm$$

Φ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.82

Mn = 0.85 f_c * b * a_{max} *(d- (a_{max} /2))

= 0.85 (24) (0.6) (0.19671){(0.540-(0.19671/2)}*10^3

= 1063.36 KN.m

ΦMn =0.82*1063.36=871.956 KN.m > Mu=643.9 KN.m

The section must be design as SINGLY section

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$Rn = \frac{643.9 * 10^{-3} / 0.9}{1.2 * (0.540)^2} = 2.045 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.045)}{420}}\right) = 0.00514$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.00514 * 1200 * 540 = 3331.5 \text{ mm}^2$

- **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{S\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(540) = 944.8 mm^2$$

$$A_{S\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(540) = 1080 mm^2 \quad \ldots\ldots \quad \text{(control)}$$

$As_{req} > As_{min}$

Use 7 Ø 25with As = 3436.1mm^2

- **Check for spacing**

S= {600-(2*40)-(2*10)-(7*25)}/6

= 54.2mm > 25mm > db=25

- **Check for strain**

$$a = \frac{As * fy}{0.85 fc' * b}$$

$$a = \frac{3436.1 * 420}{0.85 * 24 * 1200} = 58.95 mm$$

C=a/β1=58.95/0.85=69.35mm

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{540 - 69.35}{69.35} \times 0.003 = 0.02$$

$$\varepsilon_s = 0.02 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

- **Design of Positive Moment for Beam <u>Mu = 620.1KN .m</u>**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$Rn = \frac{620.1 * 10^{-3} / 0.9}{1.2 * (0.540)^2} = 1.97 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.97)}{420}}\right) = 0.004939$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.004939 * 1200 * 540 = 3200.67 \text{ mm}^2$

- **Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**
- $A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(540) = 944.8 mm^2$
- $A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(540) = 1080 mm^2$ ….. (control)

$As_{req} > As_{min}$

Use 7 Ø 25 with As = 3436.12 mm^2

- **Check for strain**

$$a = \frac{As * fy}{0.85 fc' * b}$$

$$a = \frac{3436.12 * 420}{0.85 * 24 * 1200} = 58.95$$

C=a/β1=58.95/0.85=69.36mm

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{540 - 69.36}{69.36} \times 0.003 = 0.02$$

$$\varepsilon_s = 0.02 > 0.005 \Rightarrow \Phi = 0.9$$

- **Design of Negative Moment for Beam <u>Mu = -615.7 KN .m</u>**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$Rn = \frac{615.7*10^{-3}/0.9}{0.6*(0.540)^2} = 3.91 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(3.91)}{420}}\right) = 0.01043$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.01043 * 600 * 540 = 3379.1 \text{ mm}^2$

- **Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(540) = 944.8mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(540) = 1080mm^2 \quad \ldots\ldots \quad \text{(control)}$$

$As_{req} > As_{min}$

Use 7 Ø 25with As = 3436.12mm²

- **Check for strain**

$$a = \frac{As*fy}{0.85fc'*b}$$

$$a = \frac{3436.12*420}{0.85*24*600} = 117.91mm$$

$C = a/\beta 1 = 117.91/0.85 = 138.71\text{mm}$

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{540-117.91}{117.91} \times 0.003 = 0.01074$$

$$\varepsilon_s = 0.01074 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

- **Design of Negative Moment for Beam <u>Mu = -543.7KN .m</u>**

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$Rn = \frac{543.7*10^{-3}/0.9}{0.6*(0.540)^2} = 3.45 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(3.45)}{420}}\right) = 0.00906$$

$As_{req}=\rho * b * d = 0.00906 * 600 * 540 = 2935.2\ mm^2$

- **Check Minimum Reinforcement $A_{S\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**
- $A_{S\ min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(540) = 944.8mm^2$
- $A_{S\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(540) = 1080mm^2$ ….. (control)

$As_{req} > As_{min}$

Use 7 Ø 25 with As = 3436.12 mm^2

- **Check for strain**

$$a = \frac{As*fy}{0.85fc'*b}$$

$$a = \frac{2945.24*420}{0.85*24*600} = 101.06mm$$

C=a/β1=106.06/0.85=118.9mm

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{540-118.9}{118.9} \times 0.003 = 0.0106$$

$$\varepsilon_s = 0.0106 > 0.005 \Rightarrow \Phi = 0.9$$

✓ **Design Beam for shear:**

- **Vu= 549 KN at distance d from face of support.**

$$Ø\ V_C = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d = \frac{1}{6} * 0.75\sqrt{24} * 600 * 540/1000 = 198.41KN$$

- **Check if the dimensions are big enough:**

$$Vs_{max} = \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} * b * d$$

$$= \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 600 * 540/1000 = 1058.2KN$$

Φ Vs=549-198.41=350.59 KN

Vs.max > Vs, dimensions are large enough.

Case 1:

$$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$$

Ø Vc/2=198.41/2 = 99.21 KN , not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$

Not item 2.

Case 3:

$$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$$

$$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.6 * 0.540 * 1000 = 74.4KN$$

$$. \Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.6 * 0.540 * 1000 = 81KN\,(control)$$

$$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 198.41 + 81 = 279.41KN$$

Not case 3

Case 4:-

Ø (V_C + V_{Smin}) < VU < Ø (V_C + V_S')

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.6 * 0.540 * 1000 = 396.825\ KN$$

Ø Vs '+ Ø Vc=396.825+198.41 =595.235 KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =279.41 <549 < Ø Vs '+ Ø Vc = 595.235 KN.

So Case 4 is Control

$V_{s.}$ = (Vu/ Ø)- Vc = (549 /0.75) – 264.55 = 467.45KN.

Use 2-leg Ø 12 A_s =226.2 mm^2

s= (Av*fyt*d)/Vs.

s= (226.2*420*540)/ (467.45*10^3) = 109.75 mm.

Check for max.Spacing

S_{max}=d/2=540/2=270 mm……control

S_{max}=600mm

S=109.75mm< S_{max}=270mm

Use 2-leg Ø 12 @100mm.

- **Vu= 510.9 KN at distance d from face of support.**

$$\text{Ø Vc} = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d = \frac{1}{6} * 0.75\sqrt{24} * 600 * 540/1000 = 198.41KN$$

- **Check if the dimensions are big enough:**

$$Vs_{max} = \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} * b * d$$

$$=\frac{2}{3}*0.75*\sqrt{24}*600*540/1000=1058.2KN$$

Φ Vs=510.9-198.41=312.49 KN

Vs.max > Vs, dimensions are large enough.

Case 1:

$$Vu< \frac{\Phi Vc}{2}$$

Ø Vc/2=198.41/2 = 99.21 KN , not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$

Not item 2.

Case 3:

$$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'}*bw*d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24}*0.6*0.540*1000 = 74.4KN$$

$$.\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3}bw*d = \frac{0.75}{3}*0.6*0.540*1000 = 81KN\,(control)$$

$$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 198.41+81 = 279.41KN$$

Not case 3

Case 4:-

Ø (V_C + V_{Smin}) < VU < Ø (V_C + V_S')

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3}*0.75\sqrt{fc'}*bw*d$$

$$\emptyset Vs' = \tfrac{1}{3}*0.75\sqrt{24}*0.6*0.540*1000 = 396.825\ KN$$

Ø Vs '+ Ø Vc=396.825+198.41 =595.235 KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$ =279.41 <510.9 < Ø Vs '+ Ø Vc = 595.235 KN.

So Case 4 is Control

$V_{s.}$ = (Vu/ Ø)- Vc = (510.9 /0.75) – 264.55 = 416.65KN.

Use 2-leg Ø 12 A_s =226.2 mm^2

s= (Av*fyt*d)/Vs.

s= (226.2*420*540)/ (416.65*10^3) = 123.13 mm.

Check for max.Spacing

S_{max}=d/2=540/2=270 mm……control

S_{max}=600mm

S=123.13mm< S_{max}=270mm

Use 2-leg Ø 12 @100mm.

- **Vu= 359.6 KN at distance d from face of support.**

$$Ø\ Vc=\frac{1}{6}*\Phi*\sqrt{fc'}*bw*d=\frac{1}{6}*0.75\sqrt{24}*600*540/1000=198.41KN$$

- **Check if the dimensions are big enough:**

$$Vs_{max}=\frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'}*b*d$$

$$=\frac{2}{3}*0.75*\sqrt{24}*600*540/1000=1058.2KN$$

Φ Vs=359.6-198.41=161.19 KN

Vs.max > Vs, dimensions are large enough.

Case 1:

$$Vu<\frac{\Phi Vc}{2}$$

Ø Vc/2=198.41/2 = 99.21 KN , not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2}<Vu<\Phi Vc$$

Not item 2.

Case 3:

$$\Phi Vc<Vu<\Phi Vc+\Phi Vs_{min}$$

$$\Phi Vs_{min}\geq\frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'}*bw*d=\frac{0.75}{16}\sqrt{24}*0.6*0.540*1000=74.4KN$$

$$.\Phi Vs_{min}\geq\frac{\Phi}{3}bw*d=\frac{0.75}{3}*0.6*0.540*1000=81KN(control)$$

$$\therefore\Phi Vc+\Phi Vs_{min}=198.41+81=279.41KN$$

Not case 3

Case 4:-

Ø (V_C + V_{Smin}) < V_U < Ø (V_C + V_S')

$$\emptyset Vs'=\frac{1}{3}*0.75\sqrt{fc'}*bw*d$$

$$\emptyset Vs'=\frac{1}{3}*0.75\sqrt{24}*0.6*0.540*1000=396.825\ KN$$

Ø Vs '+ Ø Vc=396.825+198.41 =595.235 KN

$\Phi Vc+\Phi Vs_{min}$ =279.41 <359.6 < Ø Vs '+ Ø Vc = 595.235 KN.

So Case 4 is Control

$V_{s.}$ = (Vu/ Ø)- Vc = (359.6 /0.75) – 264.55 = 214.92KN.

Use 2-leg Ø 12 A_s =226.2 mm^2

s= (Av*fyt*d)/Vs.

s= (226.2*420*540)/ (214.92*10^3) = 238.7 mm.

Check for max.Spacing

S_{max}=d/2=540/2=270 mm……control

S_{max}=600mm

S=238.7< S_{max}=270mm.

Use 2-leg Ø 12 @200mm.

- **Vu= 350.9 KN at distance d from face of support.**

$$Ø\ Vc=\frac{1}{6}*\Phi*\sqrt{fc'}*bw*d=\frac{1}{6}*0.75\sqrt{24}*600*540/1000=198.41KN$$

- **Check if the dimensions are big enough:**

$$Vs_{max}=\frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'}*b*d$$

$$=\frac{2}{3}*0.75*\sqrt{24}*600*540/1000=1058.2KN$$

Φ Vs=350.9-198.41=152.49 KN

Vs.max > Vs, dimensions are large enough.

Case 1:

$$Vu<\frac{\Phi Vc}{2}$$

ϕVc/2=198.41/2 = 99.21 KN , not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2}<Vu<\Phi Vc$$

Not item 2.

Case 3:

$$\Phi Vc<Vu<\Phi Vc+\Phi Vs_{min}$$

$$\Phi Vs_{min}\geq\frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'}*bw*d=\frac{0.75}{16}\sqrt{24}*0.6*0.540*1000=74.4KN$$

$$.\Phi Vs_{min}\geq\frac{\Phi}{3}bw*d=\frac{0.75}{3}*0.6*0.540*1000=81KN(control)$$

$$\therefore\Phi Vc+\Phi Vs_{min}=198.41+81=279.41KN$$

Not case 3

Case 4:-

$\emptyset\ (V_C + V_{Smin}) < V_U < \emptyset\ (V_C + V_S')$

$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{fc'} * bw * d$

$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.6 * 0.540 * 1000 = 396.825\ KN$

$\emptyset$ Vs '+ $\emptyset$ Vc=396.825+198.41 =595.235 KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =279.41 <350.9 < $\emptyset$ Vs '+ $\emptyset$ Vc = 595.235 KN.

So Case 4 is Control

$V_{s.}$ = (Vu/ Ø)- Vc = (350.9 /0.75) – 264.55 = 203.32KN.

Use 2-leg Ø 12 A_s =226.2 mm^2

s= (Av*fyt*d)/Vs.

s= (226.2*420*540)/ (203.32*10^3) = 252.32 mm.

Check for max.Spacing

S_{max}=d/2=540/2=270 mm……control

S_{max}=600mm

S=252.32< S_{max}=270mm.

Use 2-leg Ø 12 @200mm.

- **Vu= 234.1 KN at distance d from face of support.**

$\emptyset$ Vc= $\frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d = \frac{1}{6} * 0.75\sqrt{24} * 600 * 540/1000 = 198.41KN$

- **Check if the dimensions are big enough:**

$Vs_{max} = \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} * b * d$

$= \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 600 * 540/1000 = 1058.2KN$

Φ Vs=234.1-198.41=35.69 KN

Vs.max > Vs, dimensions are large enough.

Case 1:

Vu< $\frac{\Phi Vc}{2}$

ϕVc/2=198.41/2 = 99.21 KN , not case 1.

Case 2:

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

Not item 2.

Case 3:

$$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.6 * 0.540 * 1000 = 74.4KN$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.6 * 0.540 * 1000 = 81KN\,(control)$$

$$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 198.41 + 81 = 279.41KN$$

$$\Phi Vc = 198.41KN < Vu = 234.1KN < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 279.41KN$$

So Case 3 is Control

$\frac{Av,min}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}\frac{bw}{fyt}$ But not less than, $\frac{Av,min}{s} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fyt}$

$\frac{Av,min}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{600}{420} = 0.4375$

$\frac{Av,min}{s} = \frac{1}{3}\frac{600}{420} = 0.476$ -control

Use 2-leg Ø 12 A_v =226.2 mm^2

226.2/s=0.476, s=475.21mm

Check for max. Spacing

S_{max}=d/2=540/2=270 mm……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg Ø 12 @250mm.

- **Vu= 234.1 KN at distance d from face of support.**

$$Ø\ Vc = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d = \frac{1}{6} * 0.75\sqrt{24} * 600 * 540/1000 = 198.41KN$$

Case 1:

$$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$$

ϕVc/2=198.41/2 = 99.21 KN , not case 1.

Case 2:

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$

$$\frac{\Phi Vc}{2} = 99.21KN < Vu = 187KN < \Phi Vc = 198.41KN$$

Use 2-leg Ø 12 @250mm.

4 – 4: Design of Two way ribbed slab (TW5):

❖ Check Thickness of the slab:-

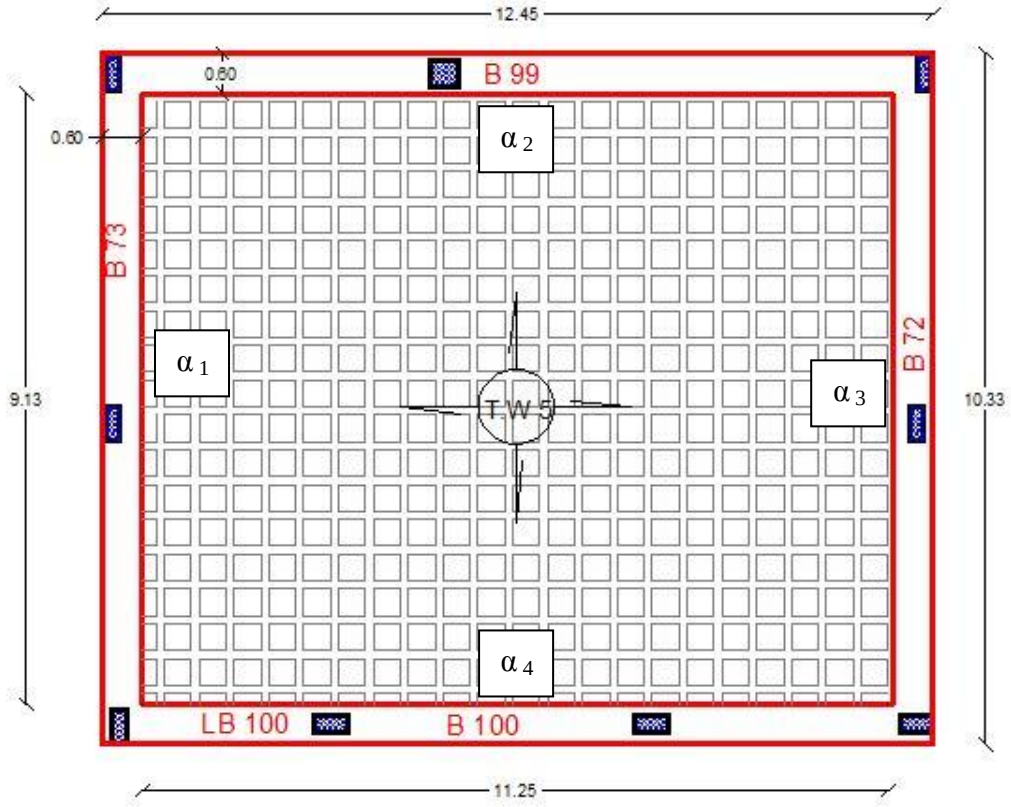
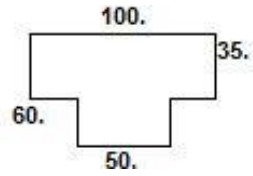


Fig: (4-7): Two way ribbed slab

- **Check the thickness for slab:-**

T Beam:

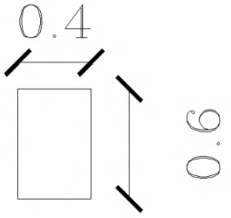


$$Y_c = \frac{35*100*42.5+25*50*12.5}{100*35+25*50} = 34.6 \text{ cm}$$

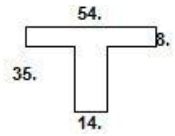
$$I_b = 100 * \frac{25.4^3}{3} + 100 * \frac{9.6^3}{3} + 50 * \frac{25^3}{3} = 836143.4 \text{ cm}^3$$

R Beam:

$I_{b2} = 40*60^3/12 = 720000 \text{ cm}^3$



For rib:



$$Y_c = \frac{8*54*31+27*14*13.5}{8*54+27*14} = 22.8 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = 54 * \frac{12.2^3}{3} - 2 * 20 * \frac{4.2^3}{3} + 14 * \frac{22.8^3}{3} = 87008.4 \text{ cm}^3$$

- **Short direction L = 9.13m = 913 cm.**

$$I_s = \frac{\frac{913}{2}+40}{54} * 87008.4 = 799994 \text{ cm}^3$$

- **Long direction L = 11.25m = 1125 cm.**

$$I_s = \frac{\frac{1125}{2}+50}{54} * 87008.4 = 986901 \text{ cm}^3$$

- $\boldsymbol{\alpha_f = \frac{I\ beam}{I\ slab1}}$

$$\alpha_1 = \frac{72000}{986901} = 0.073$$

$$\alpha_2 = \frac{836143.4}{799994} = 1.05$$

$$\alpha_3 = \frac{72000}{986901} = 0.073$$

$$\alpha_4 = \frac{836143.4}{799994} = 1.05$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\propto 1+\propto 2+\propto 3+\propto 4}{2} = 1.123 < 2$$

- $\boldsymbol{h = \frac{\ln\left(0.8+\frac{fy}{1400}\right)}{36+5\beta\,(\alpha fm-0.2)}}$ . . . . . $\beta = \frac{11.25}{9.13} = 1.23$

$$h = \frac{11250\ (0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1.23(\ 1.123-0.2)} = 296.9 > 125 \text{ mm} \quad \text{. . . OK}$$

- **So select h = 35 cm, with (8 cm topping) and (27 cm rib).**

❖ Load Calculation:-

▪ Determination of Dead load:-

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)	γ * δ * b	KN/rib
Tile	23	3	23*0.03*0.54*0.54	**0.201**
Mortar	22	2	22*0.02*0.54*0.54	**0.128**
Sand	17	7	17*0.07*0.54*0.54	**0.347**
Topping slab	25	8	25*0.08*0.54*0.54	**0.583**
Hollow block	10	27	10*0.27*0.4*0.4	**0.432**
Rib	25	27	0.27*25*0.14*(0.54+0.4)	**0.888**
Plastering	22	3	22*0.03*0.54*0.54	**0.192**
partition	$1KN/m^2$		1*0.54*0.54	**0.292**
			Total dead load =	**3.06 KN/ rib**

Table (4-4) calculation of tow way dead load

- **Nominal Total Dead Load** = 3.06 KN/Rib

  $3.06/ (0.54^2) = 10.5\ KN/m^2$

- **Nominal Total live load** = $5\ KN/m^2$
- **Factored dead load** = 1.2*Dead load = 1.2*10.5 = $12.6\ KN/m^2$.
- **Factored Live load** = 1.6*live load = 1.6*5 = $8\ KN/m^2$.

✓ Design for Flexure

❖ Design for positive moment:

L_a/L_b = 9.13/11.25 =0 .81 . . . . **Take Case 1**

- **Positive from dead load**

  In short direction

  Ca neg= 0.0548

  Ma-ve=Ca*W*La^2=0.0548*12.6*9.13^2*0.54=31.1 KN.m/Rib

  In the long direction:

  Cb neg=0.0236

  Ma-ve=Ca*W*La^2=0.0236*12.6*11.25^2*0.54=20.32 KN.m/Rib

- **Positive from live load:**

  In short direction

  Ca neg= 0.0548

  Ma-ve=Ca*W*La^2=0.0548*8*9.13^2*0.54= 19.73 KN.m/Rib

  In the long direction:

  Cb neg=0.0236

  Ma-ve=Ca*W*La^2=0.0236*8*11.25^2*0.54= 12.9 KN.m/Rib

- **Ma+ = Ma_D + Ma_L= 31.1 + 19.73 = 50.83 KN.m**
- **Mb+ = Mb_D + Mb_L = 20.32 + 12.9 = 33.22 KN.m**

❖ Design for discontinues Negative edge:

- **1/3 Ma+ =** 1/3 * 50.83 = 16.9 KN.m
- **1/3 Mb+** = 1/3 * 33.22 = 11.1 KN.m

❖ Design flexure "in short": Ma = 50.83 KN.m

$d = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313$ mm

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(50.83/0.9) * 10^{-3}}{0.14 * (0.313)^2} = 4.1 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.1)(20.6)}{420}}\right) = 0.01107$$

$As = 0.01107 * 140 * 313 = 484.9\ mm^2$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad As_{min} = 127.8 \geq 146.1$$

$$As_{min} = 146.1 \text{ mm}^2$$

Use 2 Ø 18, T.B. with As = 508 mm^2

- **Check strain**

Tension = Compression

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

$$480.71 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 140 \times a$$
$$a = 74.85mm$$

$$c = \frac{74.85}{0.85} = 88.1$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 88.1}{88.1} \times 0.003 = 0.0766 > 0.005 ...ok$$

❖ Design flexure "in long": Ma = 33.22 KN.m

$d = 350 - 20 - 18 - \frac{14}{2} = 305$ mm

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(33.22/0.9) * 10^{-3}}{0.14 * (0.305)^2} = 2.82 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.82)(20.6)}{420}}\right) = 0.00726$$

$As = 0.00726 * 140 * 305 = 309\ mm^2$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad As_{min} = 127.8 \geq 146.1$$

$$As_{min} = 146.1 \text{ mm}^2$$

Use 2 Ø 14, T.B. with As = 308 mm^2

- **Check strain**

Tension = Compression

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

$$308 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 140 \times a$$
$$a = 42.78mm$$

$$c = \frac{42.78}{0.85} = 50.33$$

$$\varepsilon_s = \frac{305 - 50.33}{50.33} \times 0.003 = 0.0152 > 0.005 ...ok$$

❖ Design flexure Discontinues M_a = 16.94 KN.m

d = 350 – 20 – 10 – $\frac{14}{2}$ = 311 mm

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(16.94/0.9) * 10^{-3}}{0.14 * (0.311)^2} = 1.36 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.36)(20.6)}{420}}\right) = 0.003353$$

$As = 0.003353 * 140 * 311 = 146\ mm^2$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad As_{min} = 127.8 < 146$$

$As = 146 \text{ mm}^2$

Use 2Ø 10, B.B. with As = 157 mm^2

- **Check strain**

Tension = Compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 140 \times a$$
$$a = 23.1mm$$

$$c = \frac{23.1}{0.85} = 27.16$$

$$\varepsilon_s = \frac{311 - 27.1}{27.1} \times 0.003 = 0.0316 > 0.005 ...ok$$

❖ Design flexure Discontinues M_b = 11.1 KN.m

d = 350 – 20 – 10 – $\frac{14}{2}$ = 311 mm

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(11.1/0.9) * 10^{-3}}{0.14 * (0.311)^2} = 0.90 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.90)(20.6)}{420}}\right) = 0.002198$$

As = 0.002198 * 140 * 311= 95.74 mm^2

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad As_{min} = 127.8 \geq 146.1$$

$$As_{min} = 146.1 \text{ mm}^2$$

Use 2Ø 10, B.B. with As = 157 mm^2

- **Check strain**

Tension = Compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 140 \times a$$
$$a = 23.1mm$$

$$c = \frac{23.1}{0.85} = 27.16$$

$$\varepsilon_s = \frac{311 - 27.1}{27.1} \times 0.003 = 0.0316 > 0.005 ...ok$$

✓ Design two way slab for shear :

Max. Share coefficients will be in the short direction for the slab with boundary conditions in case 9 W_a = 0.83.

- Total load on the panel = 9.13*11.25*20.6 = 2115.9 KN.
- Total load per rib at face of the long beam is

  = 0.83*2115.9*0.54/ (2*11.25) = 42.15 KN.
- The share critical section is at distance d from the beam face:

$$V_{ud} = w_u b_f \left(\frac{ln}{2} - d\right) = 20.6 * 0.54 * \left(\frac{9.13}{2} - 0.311\right) = 47.3 \text{ KN.}$$

- The share strength of one rib in the slab is :

$$V_c = 1.1 \frac{1}{6}\sqrt{fc}\ bw\ d = 1.1 \frac{1}{6}\sqrt{24} * 140 * 311 * 10^{-3} = 39.11 \text{ KN.}$$

$$Ø\ Vc = 0.75 * 39.11 = 29.33 \text{ KN.}$$

$$\frac{1}{2} Ø\ Vc = \frac{29.33}{2} = 14.66 < Ø\ Vc = 29.33 \text{ KN} < Vud = 47.3 \text{ KN.}$$

- $Vs,min = \frac{1}{16}\sqrt{fc} bw d \geq \frac{1}{3} bw\ d$

$$Vs, min = \frac{1}{16}\sqrt{fc} bw d = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 140 * 311 * 10^{-3} = 13.33 \text{ KN.}$$

$$Vs, min = \frac{1}{3} bw d = \frac{1}{3} * 140 * 311 * 10^{-3} = 14.5 \text{ – } \textbf{CONTORL.}$$

- **$Ø\ (V_C + V_{Smin}) < V_U < Ø\ (V_C + V_S')$ . . . . Case 4**

$$Ø Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{fc'} * bw * d$$

$$Ø Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.14 * 0.311 * 1000 = 53.33 KN$$

$0.75\ (39.11 + 14.5) < 47.3 < 0.75\ (39.11 + 53.33)$

$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{Fy * d}$ . . . Take Av = 2 Φ 10 with As = 157 mm^2.

$$\frac{Av, min}{s} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fyt} \rightarrow s = \frac{Av\ fyt\ 3}{bw} = \frac{157 * 420 * 3}{140} = 1413\ mm.$$

Smax = d/2 = 311/2= 155.5 mm OR 600 mm.

Use 2- legs Ø10 @ 150 mm c/c.

4 – 5: Design of One Way Solid Slab "Ramp ":

- **Geometry :**

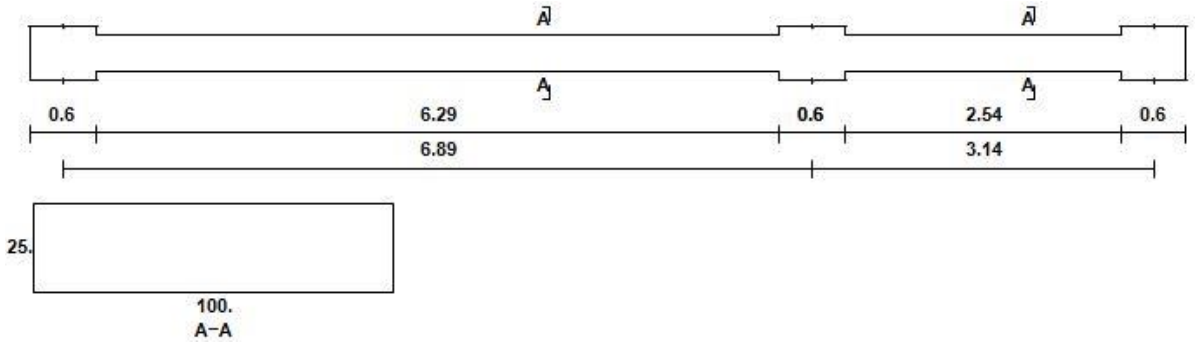


Fig: (4-8): Solid slab geometry for ramp

- **Determination of Slab Thickness:**

h_{req} = L/ 24.

h_{req} = 6.89 / 24 = 28.7 cm.

Use h= 25 cm.

The slope by $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1.56}{15.57}\right) = 5.72$

- **Load Calculations:**
  - **Dead Load for solid:**

Material	Quality Density KN/m^3	Weight KN/m	W KN/m
Tile	**23**	$\left(\frac{23 * 0.03 * 1}{\cos 5.72}\right)$	0.69
Mortar	**22**	$\left(\frac{22 * 0.02 * 1}{\cos 5.72}\right)$	0.44
Sand	**17**	$\left(\frac{17 * 0.07 * 1}{\cos 5.72}\right)$	1.19
Concrete	**25**	$\left(\frac{25 * 0.25 * 1}{\cos 5.72}\right)$	6.28
Plaster	**22**	$\left(\frac{22 * 0.03 * 1}{\cos 5.72}\right)$	0.66
			Total = 9.26

Table (4-5) calculation of solid dead load

  - **Live Load for solid = 5 KN/m^2 = 5 *1 = 5 KN/m.**

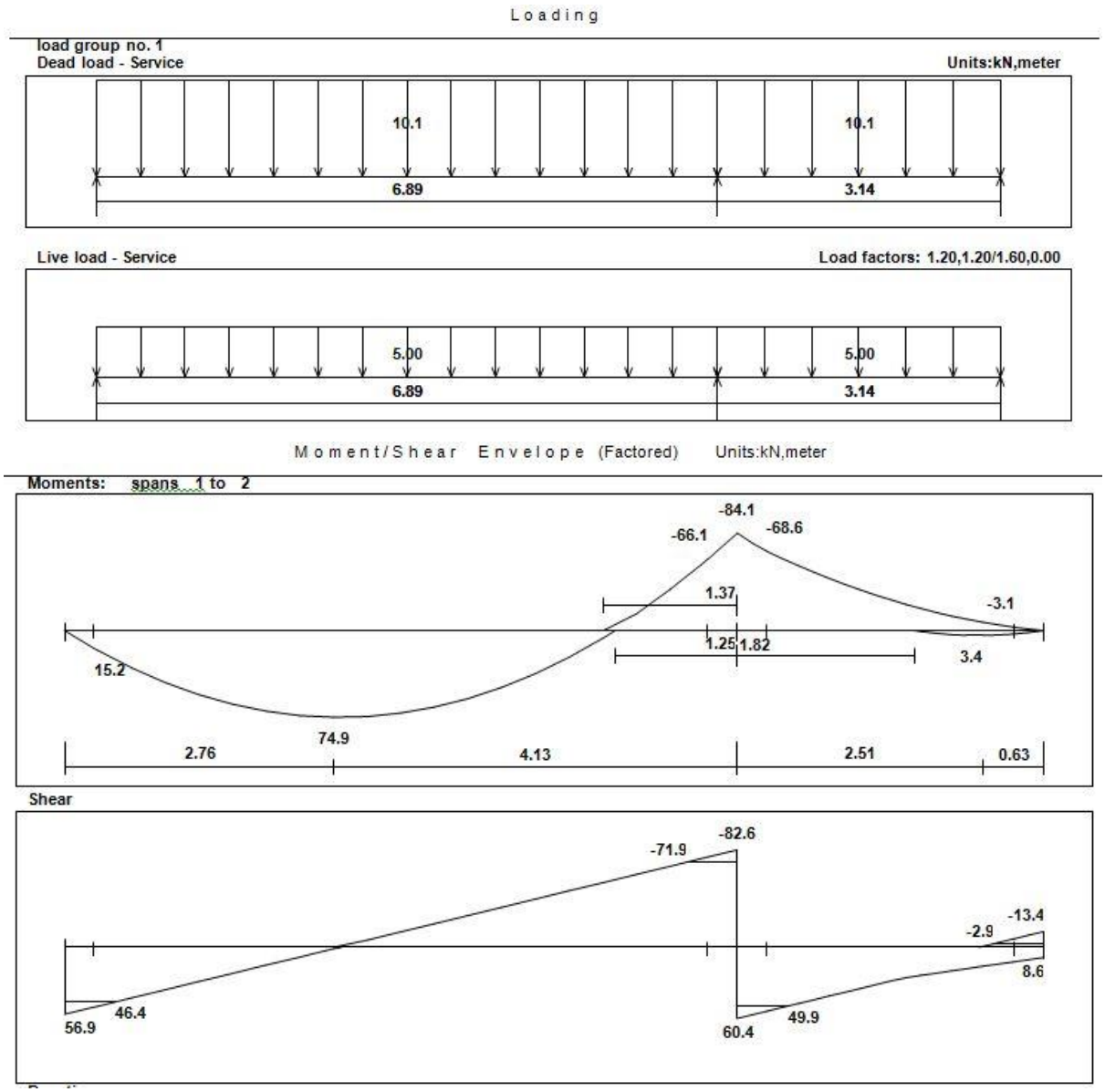


Fig: (4-9): Moment and share diagram for ramp

- **Design flexure positive moment Mu = 74.9 KN.m**

$$d = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(74.9/0.9) * 10^{-3}}{1 * (0.223)^2} = 1.67 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.67)(20.6)}{420}}\right) = 0.004153$$

As = 0.004153 * 1000 * 223 = 926.28 mm^2

As min.= 0.0018 bh = 0.0018 * 1000*250 = 450 mm^2. . . . . As > Asmin

- **Spacing :**

  3h = 3*250 = 750 mm.

  450 mm

  $s = 380\left(\frac{280}{280}\right) - 2.5 * 20 = 330\ mm$ …. **Control**

  Use Ø 14 @150 mm, B.B.

- **Temperature and shrinkage**

Asmin=0.0018*250*1000= 450mm2.

Use Φ 10@ 150 mm with As = 523.3mm2 > 450 mm^2.

- **Check strain**

  Tension = Compression

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

  $$938.79 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$
  $$a = 19.3mm$$

  $$c = \frac{19.3}{0.85} = 22.7mm$$

  $$\varepsilon_s = \frac{223 - 22.7}{22.7} \times 0.003 = 0.026 > 0.005 ...OK$$

- **Design flexure negative moment Mu = 68.6 KN.m**

d = 250 – 20 – $\frac{14}{2}$ = 223 mm

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(68.6/0.9) * 10^{-3}}{1 * (0.223)^2} = 1.53 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.53)(20.6)}{420}}\right) = 0.00379.$$

As = 0.00379 * 1000 * 223 = 845.33 mm^2

As min. = 0.0018 bh = 0.0018 * 1000*250 = 450 mm^2 …… As > Asmin

- **Spacing :**

3h = 3*250 = 750 mm.

450 mm

$s = 380\left(\frac{280}{280}\right) - 2.5 * 20 = 330\ mm$ …. **Control**

Use Ø 14 @150 mm, T.B.

- **Check strain**

Tension = Compression

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

$$938.79 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$
$$a = 19.3mm$$

$$c = \frac{19.3}{0.85} = 22.7mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{223 - 22.7}{22.7} \times 0.003 = 0.026 > 0.005 ...OK$$

- **Temp. & shrinkage :**

  As = 0.0018 bh = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2.

  Use Ø 10 @ 150 mm.

- **Design for share :**

  Ø V_c = 0.75 $\frac{1}{6}\sqrt{fc}$ bw d =0.75 $\frac{1}{6}\sqrt{24}$ *1000*223* 10^{-3} = 136 KN.

  Ø V_c > Vu = 71.9 KN . . . . . **NO NEED STIRRPS**.

4 – 6: Design of stair:

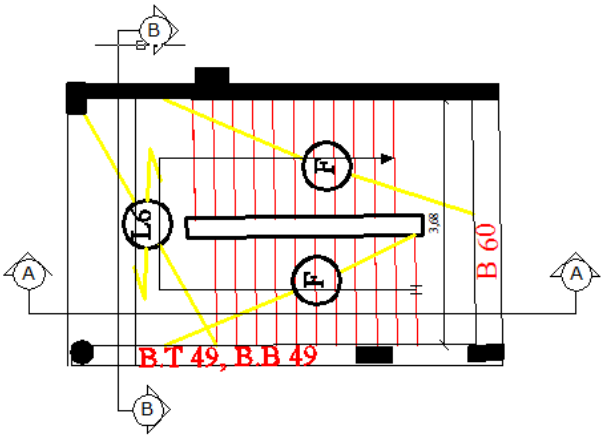


Fig: (4-10) stair plan

- **Determination of Slab Thickness:**
  - **For Flight:**

    h_{req} = L/ 20.

    h_{req} = 3.96 / 20 = 19.8 cm.

    Use h= 20 cm.

    The stair slope by $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{165}{300}\right) = 28.9$

- **Load Calculations:**
  - **Dead Load for flight:**

Material	Quality Density KN/m^3	Weight KN/m	W KN/m
Tile	**27**	$27\left(\frac{0.165+0.35}{0.3}\right)*0.03*1$	0.66
Morter	**22**	$22\left(\frac{0.1\ \ 5+0.30}{0.3}\right)*0.02*1$	0.682
Stair Steps	**25**	$\frac{25}{0.3}\left(\frac{0.165*0.30}{2}\right)*1$	2.1
R.C	**25**	$\left(\frac{25*0.25*1}{\cos 28.8}\right)$	5.7
Plaster	**22**	$22\left(\frac{0.03*1}{\cos 28.8}\right)$	0.75
			Total = 9.89

Table (4-6) calculation of flight dead load

- **Dead Load for landing :**

Material	Quality Density KN/m^3	Weight KN/m	W KN/m
Tile	**27**	$0.03 * 22 * 1$	0.66
Mortar	**22**	$0.02 * 22 * 1$	0.44
R.C	**25**	$0.2 * 25 * 1 = 5$	5
Plaster	**22**	$0.03 * 22 * 1 = 0.66$	0.66
			Total : 6.76

Table (4-7) calculation of landing dead load

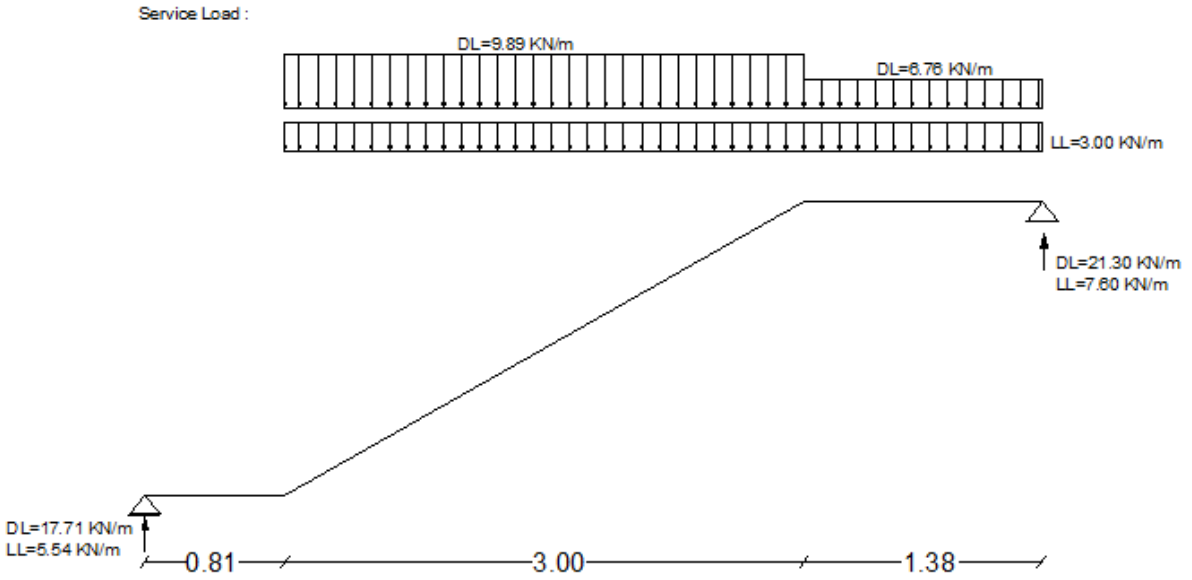
LL = 3 KN/ m^2.

- **Factored load :**

Flight = 1.2 *8.67 + 1.6*3 = 15.2 KN/m.

Landing = 1.2*6.76 + 1.6*3 = 12.91 KN/m.

✓ Design Flexure for Flight:



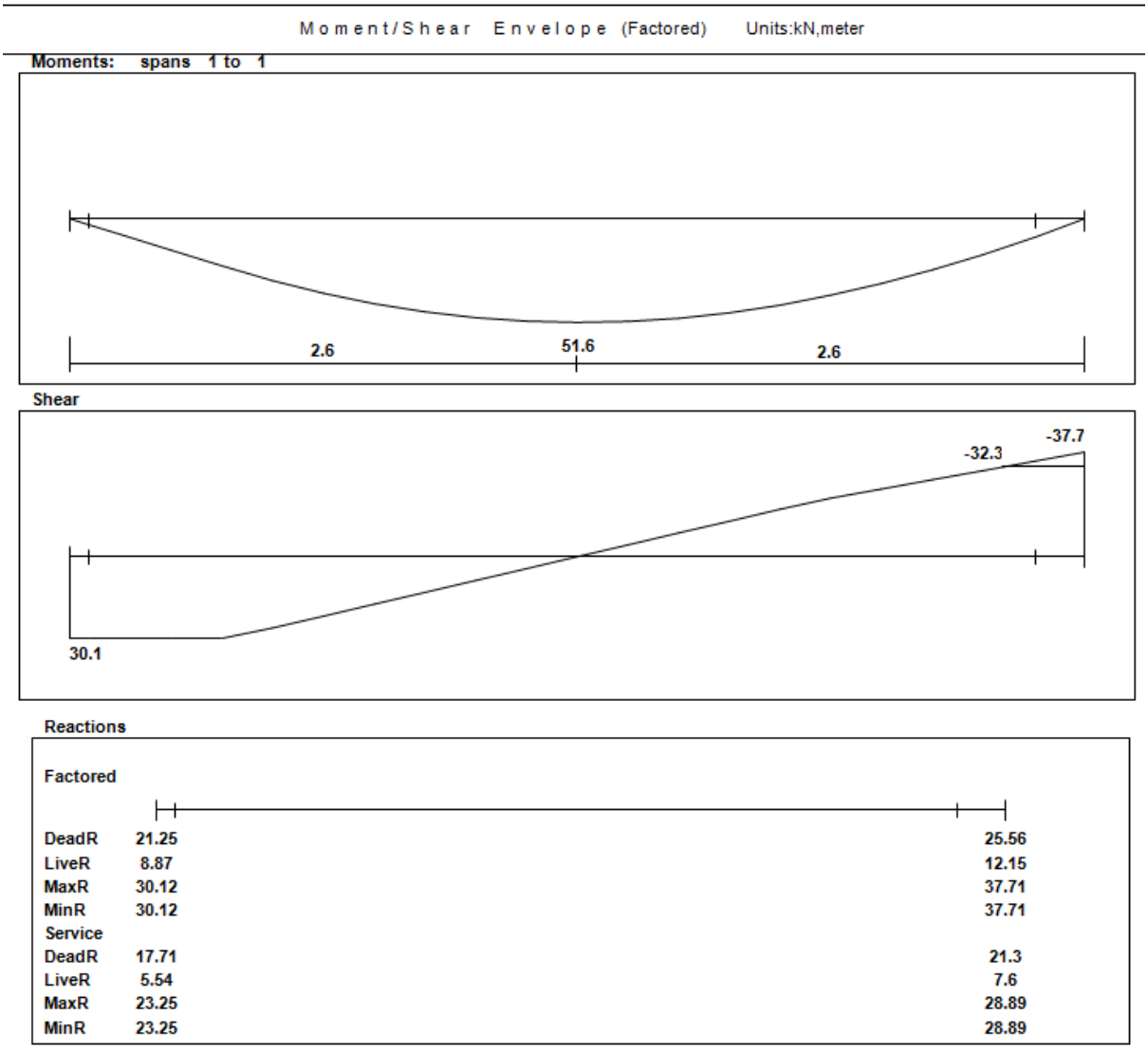


Fig: (4-11) Moment & shear on flight F

✓ Design Flexure for Flight :

Mu = 51.6 KN.m

d= 200 – 20 – 14/2 = 173 mm.

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

$$R_n = \frac{51.6 * 10^6}{0.9 * 1000 * 173^2} = 1.9 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.9}{420}}\right) = 0.00476$$

As req = 0.00476*1000*173= 823 mm^2 ….. **Control**

$A_s$min=0.0018*200*1000= 360 mm^2

- **Check for spacing**

3h=3*200= 600mm

S= 450 mm

$$s = 380\left(\frac{280}{0.75*420}\right) - 2.5*20 = 287.8mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.75*420}\right) = 266.7mm$$ - **Control**

Use Φ 10@ 100 mm with As(provided) = 785 mm^2 > 763.8 mm^2.

- **Temperature and shrinkage**

Asmin=0.0018*200*1000= 360mm2.

Use Φ 10@ 200 mm with As = 392.5mm2> 360 mm2.

- **Check for strain:**

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$785*420 = 0.85*24*1000*a$$
$$a = 15.3mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.3}{0.85} = 17.96mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{173-17.96}{17.96}*0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.026 > 0.005 .....ok$$

- **Design of Shear for flight:**

$$\phi * Vc \geq Vn$$

$$\phi * Vc = \frac{1}{6}*0.75*\sqrt{fc'}*b*d = \frac{1}{6}*0.75*\sqrt{24}*1*0.173*1000 = 105.94KN$$

$$\phi.Vc = 105.94 >> Vu = 32.3KN$$

∴ No Shear Reinforcement Required

✓ Design for landing:

- **Service load of landing:**

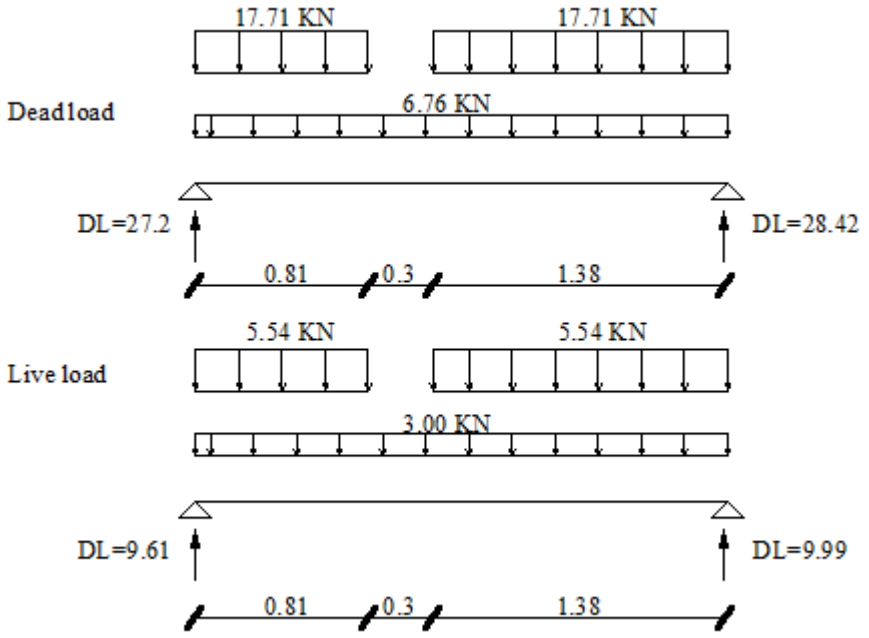
  DL= 6.76 KN/m

  LL=3KN/m

- **Reaction service load from flight:**

  DL=17.71KN/m

  LL=5.54KN/m



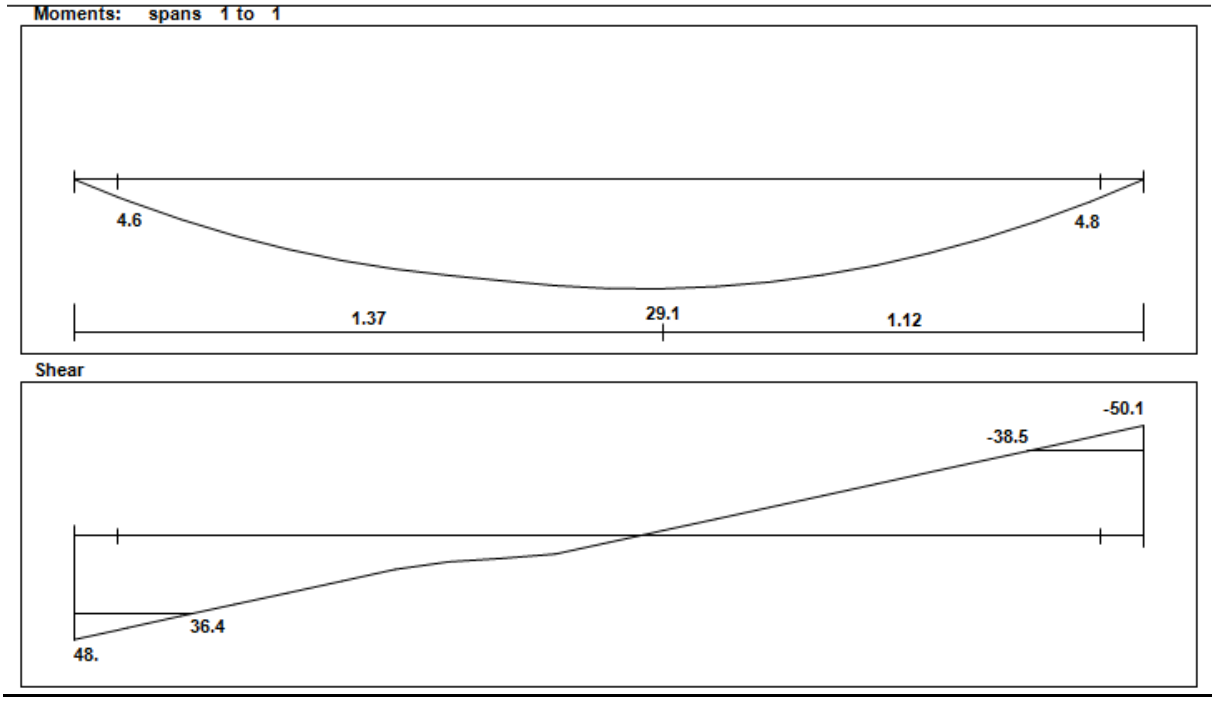


Fig (4-12): Moment & shear on landing L6

Reactions

Factored

DeadR	32.64	34.1
LiveR	15.38	15.99
MaxR	48.02	50.09
MinR	48.02	50.09
Service		
DeadR	27.2	28.42
LiveR	9.61	9.99
MaxR	36.81	38.41
MinR	36.81	38.41

✓ **Design Flexure for landing Mu = 29.1 KN.m**

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

$$R_n = \frac{29.1*10^6}{0.9*1000*173^2} = 1.08MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.08}{420}}\right) = 0.00264$$

As req = 0.00264*1000*173= 457.3 mm^2 ….. **Control**

$A_s$min=0.0018*200*1000= 360 mm^2

- **Check for spacing**

3h=3*200= 600mm

S= 450 mm

$$s = 380\left(\frac{280}{0.75*420}\right) - 2.5*20 = 287.8mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.75*420}\right) = 266.7mm \ldots . \textbf{\textit{Control}}$$

Use Φ 12@ 200 mm, B.B. with As (provided) = 565.5 mm2 > 457.3 mm^2.

- **Temperature and shrinkage**

Asmin=0.0018*200*1000= 360mm2

Use Φ 10@ 200 mm with As = 392.5mm^2> 360 mm^2.

- **Check for strain:**

Tension = Compression

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

$$1359 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 31.7mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.7}{0.85} = 37.3mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{173 - 37.3}{37.3} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.01 > 0.005 .....ok$$

- **Design of Shear for landing :**

$$\phi * Vc \geq Vn$$

$$\phi * Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.173 * 1000 = 105.94KN$$

$$\phi.Vc = 105.94 >> Vu = 38.5KN$$

∴ No Shear Reinforcement required.

4 – 7: Design of Column (C192).

- **Load Calculation:**

Axial service loads:-

D.L=1697.3 KN, L.L=815.81 KN . . . . **; From column table**.

Pu=1.2*1697.3 + 1.6*815.81 = 3369 KN

$\rho g = 0.02$……..Assumed

$\Phi Pn = \Phi 0.8 * Ag\{0.85 * fc'(Ag - Ast) + Astfy)\}$

$3369 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * Ag[0.85 * 24(Ag - 0.02Ag) + 0.02Ag * 420]$

$Ag = 22825203 mm^2$

For rectangular section b*h … take b=450mm

h = $\frac{228252.03}{450}$ = 507 mm

So take h = 500 mm.

- **Check Slenderness Effect:**

Lu = 4-0.35=2.65 m

M1&M2 =1

K=1 - nonsway

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40 \quad \text{.....} ACI - (10.12.2)$$

1*2.65 / 0.3 *0.45 = 19.6 ≤ 22 . . Short column for bending in X-axis.

1*2.65 / 0.3 *0.5 = 17.6 ≤ 22. . Short column for bending in y-axis.

$\Phi Pn = \Phi 0.8 * Ag\{0.85 * fc'(Ag - Ast) + Ast * fy\}$

$3369 * 10^3 = 0.65 * 0.8[0.85 * 24(22500 - Ast) + 420Ast]$

Ast = 4726.84 mm^2

Use 14Φ 22 with As = 5321.82 mm^2 > 4726.84 mm^2.

$\rho g = \frac{5231.82}{225000} = 0.024$

- **Design of the Stirrups:**

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

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 22 = 352\, mm$

$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 10 = 480\, mm$

$spacing \leq least.\dim. = 450\, mm$

$Use \phi 10 @ 25\, cm$

- **Check code requirement :**
  - Clear spacing = $\frac{500-40*20-10*2-5*22}{4} = 72.5 > 40mm$ ***OR*** $1.5db = 33mm$
  - $0.01 < \rho g = 0.024 < 0.08$.
  - NO. Of bar: 14 > 4.
  - Min. Φ: Φ10 for Φ22 (ties).
  - Arrangement of ties: 72.5 mm <150 mm.

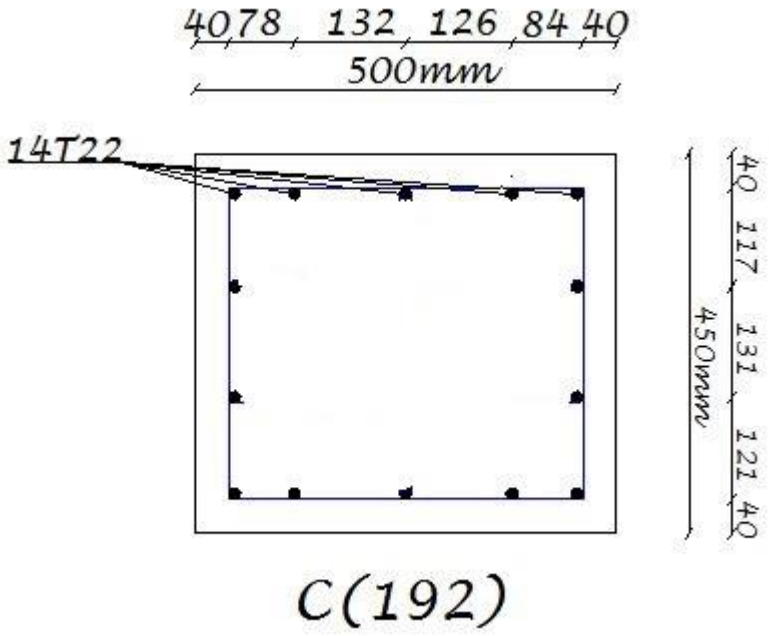


Fig (4-12): C192

4 – 8: Design of Truss Column:-

- **Load calculation:-**

1. **From truss**
   DL=19.6 KN

   LL=121.22KN

2. **From (beam 8) in Sport hall**
   DL=308 KN

   LL=121.8KN

3. **Wind load**
   Wind presser according to DIN 1055-5 is:

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/m²)	0.50	0.80	1.1	1.30

- $0-8\,m\,...\,q = 0.5$ KN/m2
- $8-20\,m\,...\,q = 0.8$KN/m2

W1 (Service) =0.8*q*(0.5 left span+0.5 right span) = 0.8*0.5*7.25 = 2.9 KN/m

W2 (Service) =0.8*q*(0.5 left span+0.5 right span) = 0.8*0.8 *7.25 = 4.64 KN/m

- **System and loading:-**

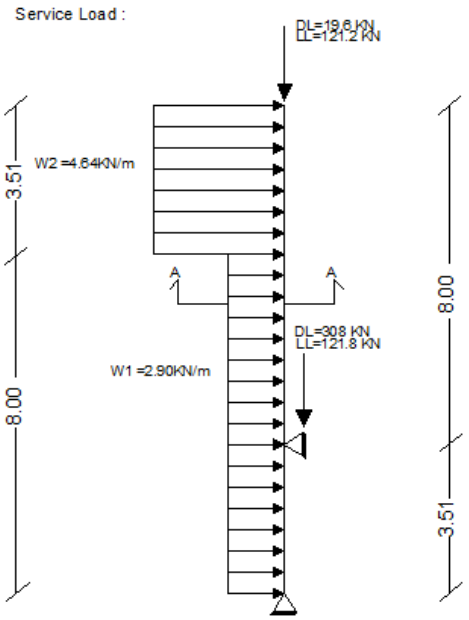


Fig (4-13) static system truss column

✓ Design column Truss :-

By using ETABS program design we define the section and enter the load and get the design:

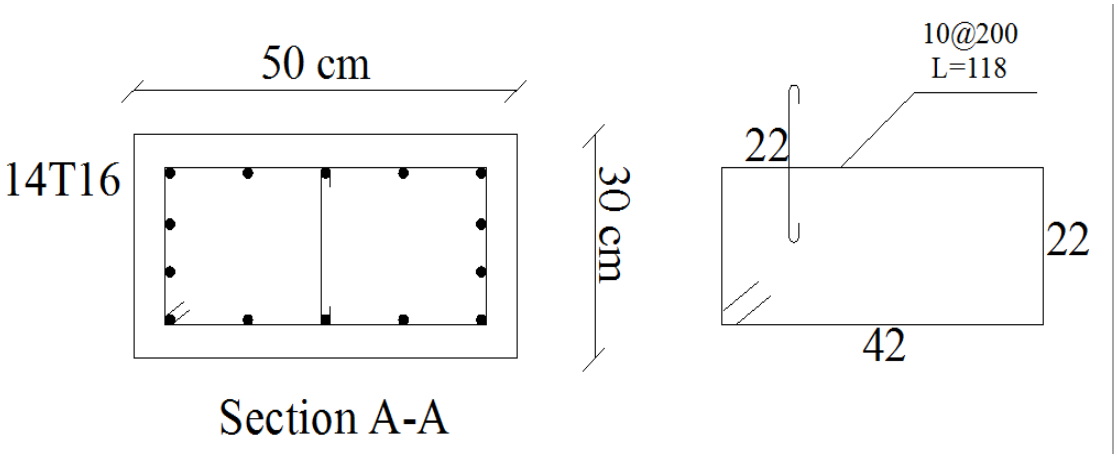


Fig (4-14) Sections truss column

4 – 9: Design of Foundation:

F_Y = 420 MPa $fc' = 24MPa$

P_D = 1452.3 KN P_L = 695.55 KN

P_U = 2855.64 KN

Column Dimensions = 40*40 cm.

Allowable bearing capacity Q_{all}= 400 KN/m^2.

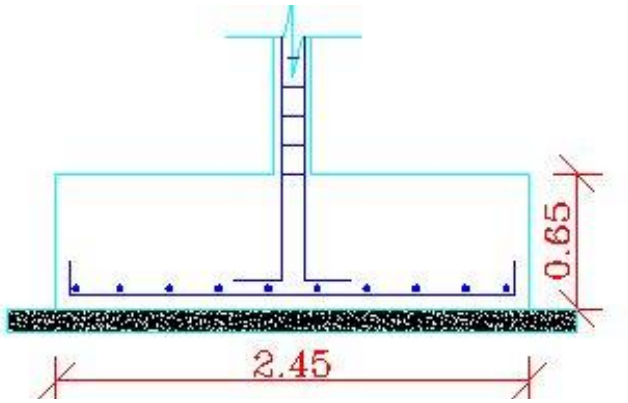


Figure (4-15)

- **Area of Footing :**

Live load =5 KN/m2.

Assume h = 60 cm

$W_{footing}$ =0.6*25 = 15 KN/m^2

W_{soil} = 0.6 *18 = 10.8 KN/m^2

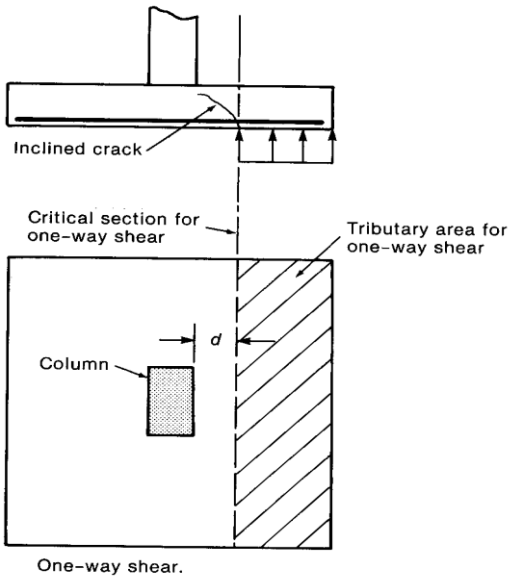
Q_{net} = 400 - 5 – 15 – 10.8 = 369.2 KN/m^2

Area A = $P_D + P_L / q_{net}$ = 1452.3 + 695.55 / 369.2= 5.82 m^2

Use L = 2.45, B = 2.45 m, A = 6 m^2

- **Depth of footing:**
  - **One Way Shear (Beam share):**

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



$$\Phi V_c = V_u$$

$$Vu = q_{ult} \times \left(\frac{B-a}{2} - d \right) \times L = 0.75 \frac{1}{6}\sqrt{fc}\, b_w\, d$$

475.74*2.45 / 0.75 (2.45/2 – 0.4/2 –d) = $\frac{1}{6}\sqrt{24}$ *2450 *d

d = 0.448m ≈ 0.45 m

h = 450 +75 + 20 = 545 ≈ 550 mm

d = 550 – 75 – 20/2 = 465 mm.

$$Vu = 475.74 \times 2.45 \left(\frac{2.45-0.4}{2} - 0.465 \right) = 652.7KN$$

Ø V_c = 0.75 $\frac{1}{6}\sqrt{fc}$ bw d = 0.75 $\frac{1}{6}\sqrt{24}$ *2450*465*10^3 = 697.65 KN.

Ø V_c > Vu.

- **Two Way Shear**

$$Vu = q_{ult} \times \left((B \times L) - (a+d)(b+d)\right)$$

$$Vu = 475.74 \times \left((2.45 * 2.45) - (0.4 + 0.465)^2\right) = 2499.67KN$$

According to ACI, VC shall be the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad = 0.5\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad = 0.585\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

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

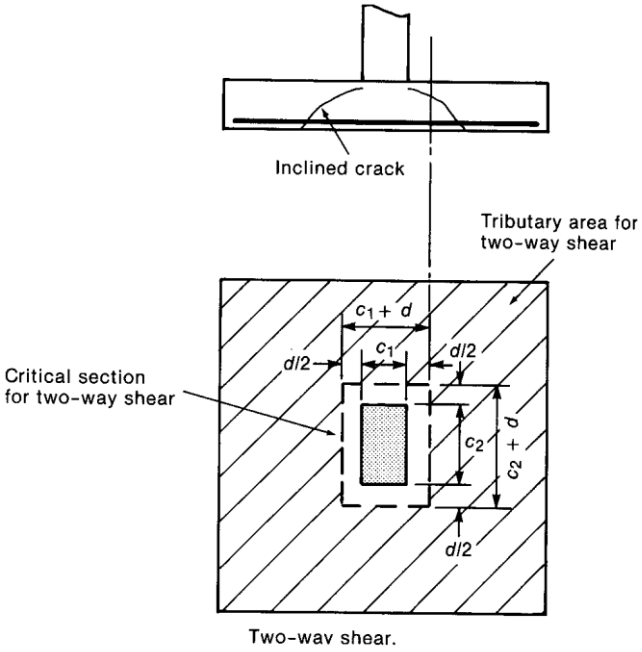
Where:

β_c = a / b = 40 / 40 = 1

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

= 4 (0.4+0.465) = 3.46 m

α_s = 40 for interior column



$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 3.46 \times 0.465 \times 1000 = 1970.5KN$$

$$\varphi Vc = 2486.4\ KN \ < \ Vu \ = 2499.67\ KN \ \ldots \textbf{NOT OK}$$

Try h = 60 cm.

d = 600 – 75 -20 = 505 mm

b_o = (0.4 + 0.505) * 4 = 3.62 m.

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 3.62 \times 0.505 \times 1000 = 2239KN$$

$$Vu = 475.74 \times \left((2.45 * 2.45) - (0.4 + 0.505)^2\right) = 2465.9KN$$

$$\varphi Vc = 2239KN \ < \ Vu \ = 2465.9\ KN \ \ldots \textbf{NOT OK}$$

Try h = 65 cm.

d = 650 – 75 -20 = 555 mm

b_o = (0.4 + 0.555) * 4 = 3.82 m.

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 3.82 \times 0.555 \times 1000 = 2596.6KN$$

$$Vu = 475.74 \times \left((2.45 * 2.45) - (0.4 + 0.555)^2\right) = 2422KN$$

$$\varphi Vc = 2596.6\ KN \ < \ Vu \ = 2422\ KN \ \ldots \textbf{OK}$$

❖ Design of flexural reinforcement :

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

$$= \left(475.74 \times 2.45 \right) \times 0.5 * 1.025^2 \right) = 612.3 \text{ KN.m}$$

Mn = 612.3/0.9 = 680.33 KN.m

Rn = Mn/ b.d^2 = 0.87 Mpa

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.87}{420}}\right) = 0.00212$$

A_S = 0.00212*2450*555 = 2931.3 mm^2. …….. **Control**

$A_{s\,min}$ = 0.0018*2450*650 = 2866.5 mm^2.

Use 10 Φ 20, B.B in both directions.

❖ Dowels & Development length of flexural reinforcement:

- **Load Transfer In footing:**

- $$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{2.45 * 2.45}{0.4 * 0.4}} = 6.125 \le 2$$

  So, $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$

  $\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 400 \times 400) \times 2 \times 1000 = 4243.2KN$

  $\Phi Pn = 4243.2 > Pu = 2855.64KN$

  No need for dowels.

- **Load Transfer In column:**

  $\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 400 \times 400) \times 1000 = 2121.6KN$

  $\Phi Pn = 2121.6 < Pu = 2855.64KN$

- **Dowels are required**

  As (dowels) = $\frac{\frac{2855.64}{0.65} - \frac{2121.6}{0.65}}{420 * 10^{-3}}$ **= 2688.79 mm^2**

  Use 6 Φ 25

  And the minimum reinforcement of dowels:

  As = 0.005 *(400 x 400) = 800 mm^2

- **Development length in footing** :

d = 650 – 75 – 2*20 = 535 mm . . . . . **Available**

Ldc= $\frac{0.24*fy*db}{\lambda\sqrt{fc'}} \geq 0.043fy.db$

Ldc= $\frac{0.24*420*25}{\sqrt{24}}$ = 514.4 ≈ 515 mm….. **Control**

Ldc = 0.043 fy db = 361.2 mm

Use Ldc = 550mm < h=650mm

Lap splice of dowels in column

Lcc=0.071*fy*db

Lcc = 0.071 * 420 * 25 = 745.5 mm

Use Lcc = 1m.

- **Tension development length in footing :**

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 20 = 493.8mm$$

Available length = ((2450-500)\2) - 75=900mm

900mm > 493.8 mm ……ok

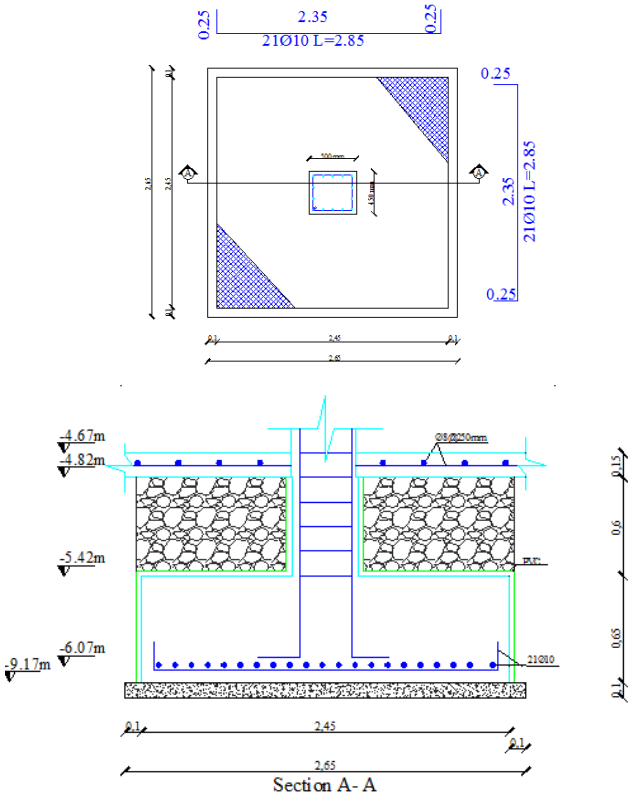


Fig (4-16): Isolated Footing.

4 - 10: Truss Design:-

❖ Load calculation

1. Dead Load:-

- Surface layer of steel sheet with thickness of 0.6mm=0.05KN/m^2
- Heat insulation layer of rock wool with thickness of 100mm=0.1 KN/m^2
- Sheet metal with thickness of 0.75mm =0.078 KN/m^2
- **D.L**=0.05+0.1+0.078=0.228KN/m^2

2. Snow load

S=h-400/400

=970-400/400=1.425KN/m^2

- **Qt=1.425+0.228=1.653 KN/m^2**

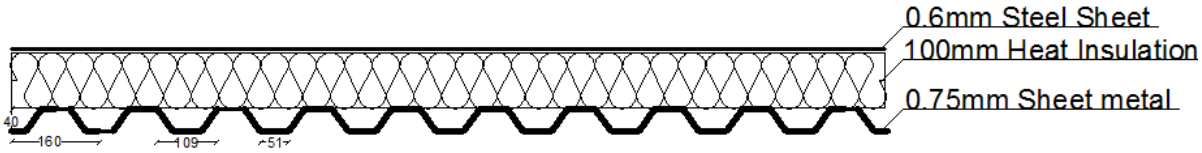


Fig (4-17) Cross section of sheet metal

Zwischenauflagerbreite ≥ 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m²	I_{eff} cm⁴/m		Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m² 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

Zwischenauflagerbreite ≥ 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m²	I_{eff} cm⁴/m		Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m² 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	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 (4-8) sheet metal for 2&3spanes

From the table above the bearing load of sheet metal is 5.16 KN/m^2

Qu = 5.16KN/m^2 > Qt = 1.653KN/m^2……Ok

Note: the members are A36 (F_Y=36 ksi and F_u=58 ksi)

❖ Purlins design

Qu=1.5(1.4*0.228) = 0.48 KN/m^2

Qu=1.5(1.2*0.228+1.6*1.425) =3.83 KN/m^2…….**Control**.

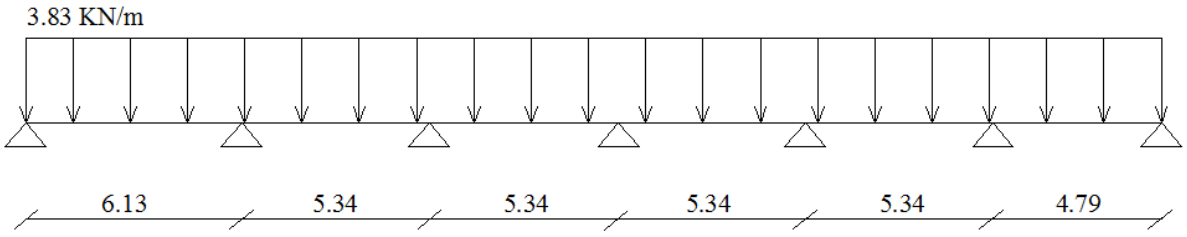


Fig (4-18) static system for purlins

- **Design of Moment Max. Mu = 14.2 KN/m.**

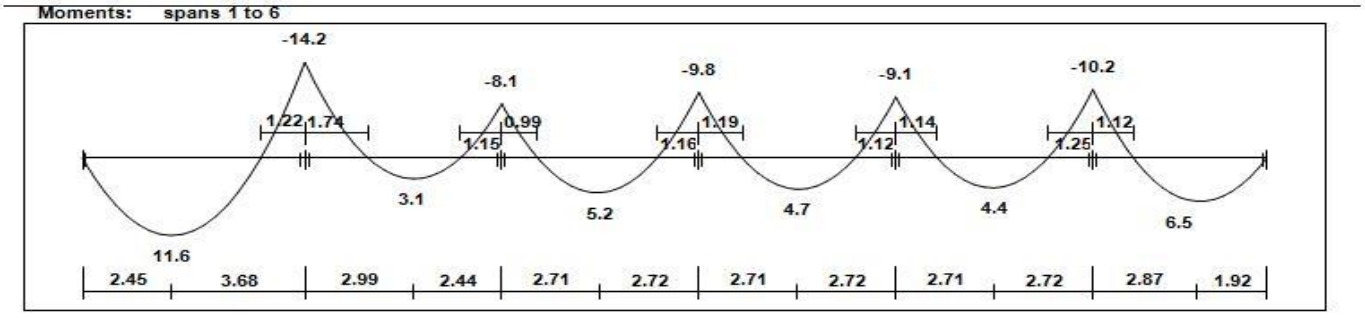


Fig (4-19) Moment envelope for purlins

Mu (max) = 14.2/4.448×1000×1/25.4 = 125.7 kip.in

Mp ≥ Mu

0.9*36*Zx=125.7 → Zx = 3.88 in^3

Select HSS 4*2 1/2 *5/16 → Zx= 3.97 in^3

b/t = 5.59 , h/t=10.7

- **Check Compact :**

ʎp=1.12√ (E/Fy) =1.12√ (28000/36) = 31.8

ʎr=1.4√ (E/Fy) =1.4√ (28000/36) = 39.73

b/t and b/t < ʎp so Compact section

- **Design of shear stress Max. =14.1 KN**

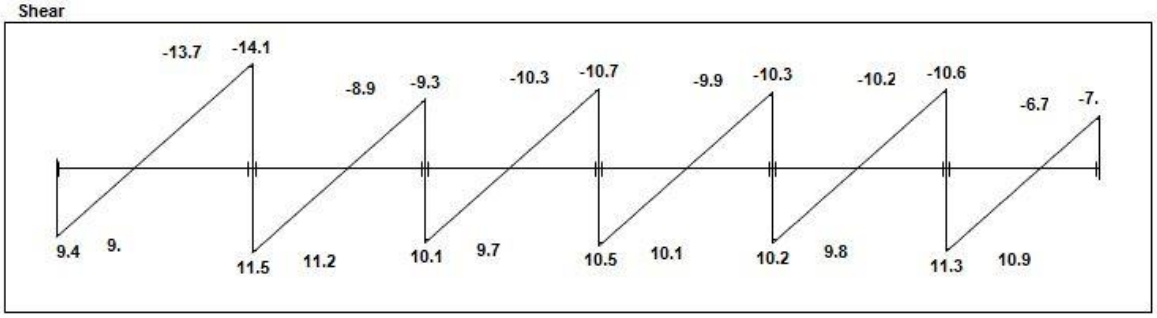


Fig (4-20) Shear envelop for purlins

Vu = $\frac{14.1}{4.448}$ = 3.17 kip

$V_p \geq Vu$

0.9*0.6*F_Y*d*$t_w \geq 3.17$

0.9*0.6*36*4*$\frac{5}{16}$ = 24.3 kip > 3.17 …….**Ok**

❖ Truss design

- **Internals forces calculation :**

Max support from purlins = 25.6 KN

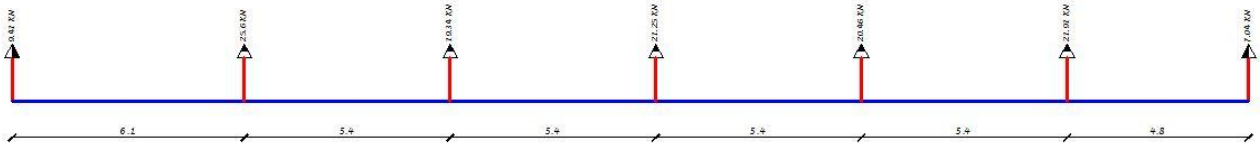


Fig (4-21) Support reaction for purlins

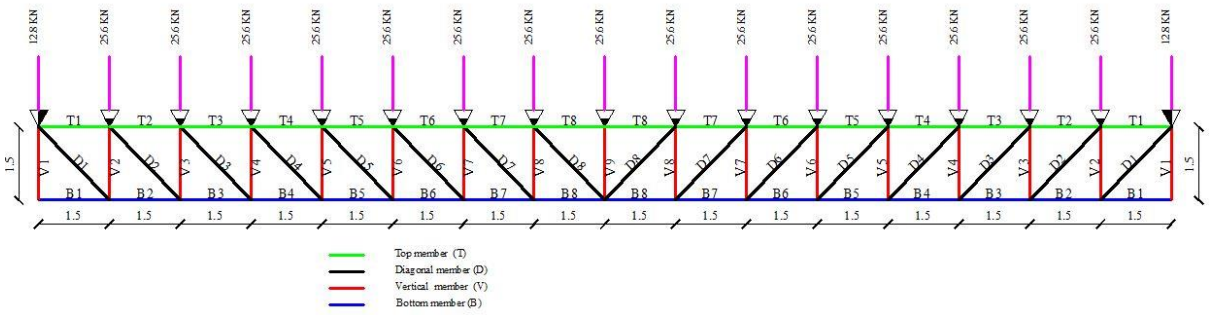


Fig (4-22) Truss system

- **The truss consists of four types of member**

1- The vertical member(V)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
V1	210.96	47.43
V2	196.08	44.08
V3	170.15	38.25
V4	143.91	32.35
V5	117.7	26.46
V6	91.49	20.57
V7	65.3	14.68
V8	38.92	8.75
V9	25.47	5.72

Table (4-9) vertical member forces

2- The top member (T)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
T1	197.72	44.45
T2	370.42	83.27
T3	516.38	116.09
T4	635.86	142.95
T5	728.81	163.84
T6	795.24	178.78
T7	835.18	187.76
T8	848.43	190.74

Table (4-10) Top member forces

3- The diagonal member (D)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
D1	277.41	62.32
D2	241.27	54.24
D3	204.03	45.87
D4	166.96	37.53
D5	129.87	29.2
D6	92.77	20.86

D7	55.73	12.53
D8	18.45	4.15

Table (4-11) diagonal member forces

4- The bottom member (B)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
B1	1.53	0.34
B2	199.71	44.45
B3	372.04	83.27
B4	516.38	116.09
B5	635.86	142.95
B6	728.81	163.84
B7	795.24	178.78
B8	835.18	187.76

Table (4-12) bottom member forces

- **Design of tension member :**

✓ **Bottom member Max. tension = 835.18 KN = 187.76 Kip**

- **Tensile yielding**

$Pu=\Phi*F_Y*Ag$

$Ag=187.76 /0.9*36 = 5.79\ in^2$

Try W6*20 with Ag = 5.87 in^2

- **Tensile rupture**

$\Phi Pn=\Phi*F_u*(U*Ag) = 0.75*58*(1*5.87) = 255.345$ Kip > 187.76 Kip……**Ok**

✓ **Diagonal member Max. tension = 277.41 KN = 62.32 Kip**

- **Tensile yielding**

$Pu=\Phi*F_Y*Ag$

$Ag=62.32/0.9*36 = 1.92\ in^2$

Try L3*3*3/8 with Ag=2.11 in^2

- **Tensile rupture**

$\Phi Pn=\Phi*Fu*(U*Ag) =0.75*58*0.85*2.11 = 91.8$ Kip > 62.32 Kip……**Ok**

- **Design of compression member**

✓ **Vertical member Max. compression = 210.96 KN = 47.43 Kip**

- **Take section member L3*3*3/8**

Section property: A=2.11 in^2, r_x =0.91 in, r_y =0.91in

L=1.5m= 4.92ft

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

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{3/88} = 8$$

$$0.45\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.45\sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77 > \frac{b}{t} = 8 \rightarrow Q = Qs = 1$$

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

$$0 < \frac{L}{rx} < 80$$

$$\Rightarrow \frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{rx} = 72 + 0.75 * \frac{4.92 * 12}{0.91} = 120.66$$

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

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{(120.66)^2} = 19.66$$

$$\Longrightarrow Fcr = \left[0.658^{Qs*Fy/Fe}\right] * Fy = \left[0.658^{1*36/19.66}\right] * 36 = 16.73$$

ΦPn=Φ*F_{cr}*Ag=0.9*16.73*2.11= 31.8 Kip < Pu=47.43 Kip…….. **NOT Ok**

- **Try L3 1/2*3*1/2**

Section property: A=3 in^2, r_x =1.07 in, r_y =0.877 in

L=1.5m= 4.92ft

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

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{1/2} = 6$$

$$0.45\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.45\sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77 > \frac{b}{t} = 8 \rightarrow Q = Qs = 1$$

$$\frac{L}{rx} = \frac{4.92 * 12}{1.07} = 55.2$$

$$0 < \frac{L}{rx} < 80$$

$$\Rightarrow \frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{rx} = 72 + 0.75 * \frac{4.92 * 12}{1.07} = 113.4$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Qs * Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{1 * 36}} = 133.68 > 113.4$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{(113.4)^2} = 22.3$$

$$\Longrightarrow Fcr = \left[0.658^{Qs*Fy/Fe}\right] * Fy = \left[0.658^{1*36/22.3}\right] * 36 = 18.32 \text{ kip}$$

ΦPn=Φ*F_{cr}*Ag=0.9*18.32*3= 49.5 Kip > Pu=47.43 Kip…….. **Ok**

✓ **Top member Max. compression = 848.43 KN= 190.74 Kip**

Assume $\frac{Kl}{r} = 75$

$$4.71\sqrt{\frac{29*10^3}{36}} = 133.68$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(K * l/r\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29 * 10^3}{(75)^2} = 50.88$$

$$Fcr = \left[0.658^{Fy/Fe}\right] * Fy = \left[0.658^{36/50.88}\right] * 36 = 26.77 \text{ Kip}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 * 12 * 4.92}{r} = 75 \Rightarrow r = 0.787$$

$$Ag = \frac{Pu}{\emptyset Fcr} = \frac{190.74}{0.9 * 26.77} = 7.92 \text{ in}^2$$

∴ **Use W8*28 with Ag= 8.24 in^2**

❖ Design of weld

- The calculations of weld based on the following:

1. Fillet Weld is used.
2. The plates are A36 (F_Y = 36 ksi, Fu = 58 ksi).
3. The plate thickness is (t = 1/2 in).
4. The electrodes having F_{EXX} = 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 corners of the truss:-

The section of the vertical member is angel $(L3\ 1/2 * 3 * 1/2)$

Member property…… Ag = 3 in^2, y = 1.12 in

- ✓ **The value of Max. Compression in the vertical member is Vu= 47.43 kip.**

Max. Weld size (a_{max}) = $t - \frac{1}{16} = \frac{1}{2} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16}\ in.$

Min. weld size (a_{min}) = $\frac{3}{16} in.$

Use weld size (a) =$\frac{6}{16}$ *in.*

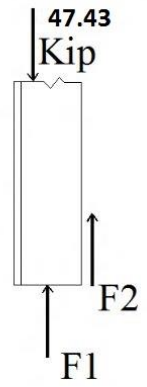


Fig: (4-23): weld between vertical member and gusset plate

- **Design strength of weld :-**

$\emptyset Rnw = \emptyset \times te \times 0.6 \times FExx$

$\emptyset Rnw = 0.75 \times (0.707 \times {}^{6}/_{16}) \times 0.6 \times 70 = 8.35\ kips.$

- **Design strength of base material :-**

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fy) \times t = 1.0\ \times 0.6 \times 36 \times 1/2$

$= 10.8\ kips > 8.35\ kips\ \ \ldots\ \boldsymbol{Ok}$

OR

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fu) \times t = 0.75\ \times 0.6 \times 58 \times 1/2$

$= 13.05\ kips > 8.35\ kips\ \ldots \boldsymbol{Ok}$

$F_1 = 8.35 * 3.5 = 29.23\ Kips$

$F_2 = 47.43\ - 29.23 = 18.21\ Kips$

$Lw_2 = \frac{F2}{\emptyset Rnw} = \frac{18.21}{8.35} = 2.18\ in\ldots\ take\ 2.5\ in$

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

- The section of the diagonal member is angel $(L3 * 3 * 3/8)$.
- For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

✓ **The value if Max. Tension in the diagonal member is Tu = 62.32 kip.**

Max. Weld size (a_{max}) = $\frac{7}{16}$ in..

Min. weld size (a_{min}) = $\frac{3}{16} in.$

Use weld size (a) =$\frac{6}{16} in.$

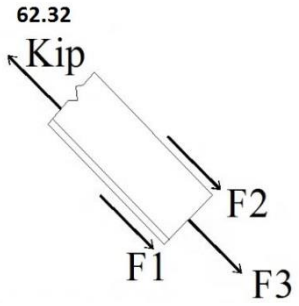


Fig: (4-24): weld between diagonal member and gusset plate

- **Design strength of weld:-**

$$\emptyset \text{Rnw} = 0.75 * t_e * 0.6 * F_{EXX} = 0.75 \times \left(0.707 \times {}^{6}/_{16}\right) \times 0.6 \times 70 = 8.35 \text{ kips.}$$

- **Design strength of base material:-**

$$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fy) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 1/2$$

$$= 10.8\ kips > 8.35\ kips \quad \ldots\ \boldsymbol{Ok}$$

OR

$$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fu) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1/2$$

$$= 13.05\ kips > 8.35\ kips \quad \ldots \boldsymbol{Ok}$$

$$F_3 = 3 * 8.35 = 25.05\ Kips$$

$$\Sigma M \; at \; F_1 = 0$$

$$= F_3 * 1.5 + F_2 * 3 - 62.32(3 - y)$$

$$= 25.05 * 1.5 + F_2 * 3 - 62.32(3 - 0.884) = 0$$

$$\Rightarrow F_2 = 31.43 \; kips$$

$$F_1 = 62.32 - 25.05 - 31.43 = 5.84 \; kips$$

$$Lw1 = \frac{F1}{\emptyset Rnw} = \frac{5.84}{8.35} = 0.7 \; in \quad \therefore use \; 1 \; in.$$

$$Lw2 = \frac{F2}{\emptyset Rnw} = \frac{31.43}{8.35} = 3.76 \; in \quad \therefore use \; 4 \; in.$$

- **Check for rupture**

$$L = \frac{(4+1)}{2} = 2.5 \; in$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{0.884}{2.5} = 0.646$$

$$\emptyset t \; Pn = 0.75 \times Fu \times Ae$$

$$\emptyset t \; Pn = 0.75 \times 58 \times (0.646 \times 2.11) = 59.33 \; kip < 62.32 \; kip \; \ldots\ldots \; \boldsymbol{NOT \; Ok}$$

- **Try L3 1/2 * 3 * 1/2 ,**Ag = 3 in^2, y = 1.12 in

Max. Weld size (a_{max}) $= t - \frac{1}{16} = \frac{1}{2} - \frac{1}{16} = \frac{7}{16}$

Min. weld size (a_{min}) = $\frac{3}{16} in.$

Use weld size (a) = $\frac{6}{16} in.$

- **Design strength of weld:-**

$$\emptyset Rnw = 0.75 * t_e * 0.6 * F_{EXX} = 0.75 \times \left(0.707 \times {}^{6}/_{16}\right) \times 0.6 \times 70 = 8.35 \text{ kips.}$$

- **Design strength of base material:-**

$$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fy) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 1/2$$

$$= 10.8 \; kips > 8.35 \; kips \quad \ldots \; \boldsymbol{Ok}$$

OR

$$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fu) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 1/2$$

$$= 13.05 \; kips > 8.35 \; kips \; \ldots \boldsymbol{Ok}$$

$F_3 = 3.5 * 8.35 = 29.23\ Kips$

$\Sigma M\ at\ F_1 = 0$

$$= F_3 * \frac{L}{2} + F_2 3.5 - 62.32(3.5 - y)$$
$$= 29.23 * 1.75 + F_2 * 3.5 - 62.32(3.5 - 1.12) = 0$$

$\Rightarrow F_2 = 27.76\ kips$

$F_1 = 62.32 - 29.23 - 27.76 = 5.24\ kips$

$$Lw1 = \frac{F1}{\emptyset Rnw} = \frac{5.24}{8.35} = 0.62in \quad \therefore use\ 1\ in.$$

$$Lw2 = \frac{F2}{\emptyset Rnw} = \frac{27.76}{8.35} = 3.32\ in \quad \therefore use\ 3.5\ in.$$

- **Check for rupture**

$$L = \frac{(3.5 + 1)}{2} = 2.25\ in$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{0.869}{2.25} = 0.614$$

$$\emptyset t\ Pn = 0.75\ \times Fu \times Ae$$

$$\emptyset t\ Pn = 0.75\ \times 58 \times (0.614 \times 3) = 80.1\ kip > 62.32\ kip \ldots\ldots\ \boldsymbol{Ok}$$

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

The section of the bottom member is angel $(w6 * 20)$.

11 /2.54= 4.33 in

37.5cm/2.54=14.76 in

$$R_u = \sqrt{[Rv + Ry]^2 \ * \ [Rh + Rx]^2}$$

$$Rv = \frac{Py}{L} = 0$$

$$R_h = \frac{Px}{L} = \frac{44.1}{14.76*2} = 1.49\ kip/in$$

$$Ip = 2 * \frac{14.76^3}{12} = 535.93\ in^3$$

$$Rx = \frac{M*y}{Ip} = 0 \rightarrow y = 0.$$

$$Ry = \frac{M*x}{Ip} = \frac{(44.1*4.33)*(\frac{4.33}{2})}{535.93} = 0.77$$

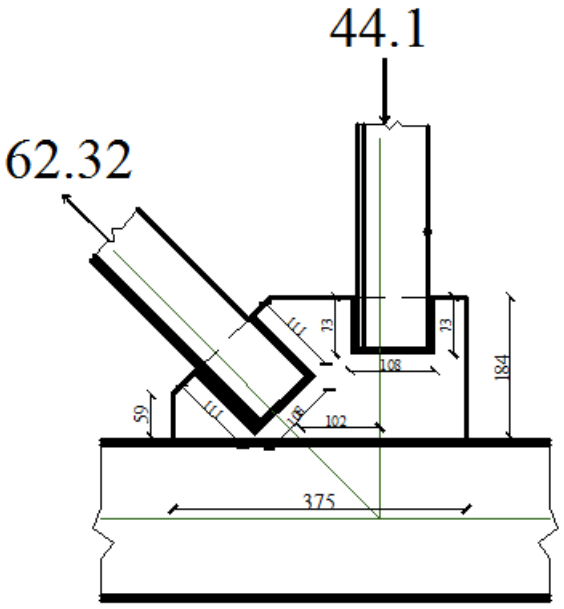


Fig (4-25) weld between gust plate and bottom member

$$R_u = \sqrt{[0 + 0.77]^2 \ * \ [1.49 + 0]^2} = 1.68\ kip/in$$

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

$$0.75(0.707a) * 0.6 * 70 = 1.68 \ \Rightarrow \ a = 0.0754in$$

Take a= $\frac{2}{16}$ in.

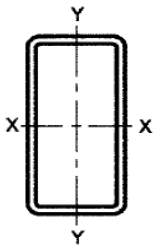


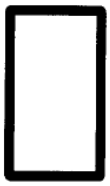
Table 1–11 (continued)
Rectangular HSS
Dimensions and Properties

Shape	Design Wall Thick-ness, *t*	Nominal Wt.	Area, *A*	*b/t*	*h/t*	Axis X-X			
						I	*S*	*r*	*Z*
	in.	lb/ft	in.^{2}			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}
HSS5×2½×¼	0.233	11.33	3.14	7.73	18.5	9.40	3.76	1.73	4.83
×3/16	0.174	8.79	2.41	11.4	25.7	7.51	3.01	1.77	3.79
×⅛	0.116	6.02	1.65	18.6	40.1	5.34	2.14	1.80	2.65
HSS5×2×⅜	0.349	14.65	4.09	2.73	11.3	10.4	4.14	1.59	5.71
×5/16	0.291	12.67	3.52	3.87	14.2	9.35	3.74	1.63	5.05
×¼	0.233	10.48	2.91	5.58	18.5	8.08	3.23	1.67	4.27
×3/16	0.174	8.15	2.24	8.49	25.7	6.50	2.60	1.70	3.37
×⅛	0.116	5.60	1.54	14.2	40.1	4.65	1.86	1.74	2.37
HSS4×3×⅜	0.349	14.65	4.09	5.60	8.46	7.93	3.97	1.39	5.12
×5/16	0.291	12.67	3.52	7.31	10.7	7.14	3.57	1.42	4.51
×¼	0.233	10.48	2.91	9.88	14.2	6.15	3.07	1.45	3.81
×3/16	0.174	8.15	2.24	14.2	20.0	4.93	2.47	1.49	3.00
×⅛	0.116	5.60	1.54	22.9	31.5	3.52	1.76	1.52	2.11
HSS4×2½×⅜	0.349	13.37	3.74	4.16	8.46	6.77	3.38	1.35	4.48
×5/16	0.291	11.60	3.23	5.59	10.7	6.13	3.07	1.38	3.97
×¼	0.233	9.63	2.67	7.73	14.2	5.32	2.66	1.41	3.38
×3/16	0.174	7.51	2.06	11.4	20.0	4.30	2.15	1.44	2.67
×⅛	0.116	5.17	1.42	18.6	31.5	3.09	1.54	1.47	1.88
HSS4×2×⅜	0.349	12.09	3.39	2.73	8.46	5.60	2.80	1.29	3.84
×5/16	0.291	10.54	2.94	3.87	10.7	5.13	2.56	1.32	3.43
×¼	0.233	8.78	2.44	5.58	14.2	4.49	2.25	1.36	2.94
×3/16	0.174	6.87	1.89	8.49	20.0	3.66	1.83	1.39	2.34
×⅛	0.116	4.75	1.30	14.2	31.5	2.65	1.32	1.43	1.66
HSS3½×2½×⅜	0.349	12.09	3.39	4.16	7.03	4.75	2.72	1.18	3.59
×5/16	0.291	10.54	2.94	5.59	9.03	4.34	2.48	1.22	3.20
×¼	0.233	8.78	2.44	7.73	12.0	3.79	2.17	1.25	2.74
×3/16	0.174	6.87	1.89	11.4	17.1	3.09	1.76	1.28	2.18
×⅛	0.116	4.75	1.30	18.6	27.2	2.23	1.28	1.31	1.54
HSS3½×2×¼	0.233	7.93	2.21	5.58	12.0	3.17	1.81	1.20	2.36
×3/16	0.174	6.23	1.71	8.49	17.1	2.61	1.49	1.23	1.89
×⅛	0.116	4.32	1.19	14.2	27.2	1.90	1.09	1.27	1.34

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-12.

Table (4-13.a) HSS

Table 1–11 (continued)
Rectangular HSS
Dimensions and Properties



HSS5–HSS3$^1/_2$

Shape	Axis Y-Y				Workable Flat		Torsion		Surface Area
	I	*S*	*r*	*Z*	Depth	Width	*J*	*C*	
	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.	in.	in.^{4}	in.^{3}	ft^2/ft
HSS5×2$^1/_2$×$^1/_4$	3.13	2.50	0.999	2.95	3$^7/_8$	—	7.93	4.99	1.18
×$^3/_{16}$	2.53	2.03	1.02	2.33	4$^3/_{16}$	—	6.26	3.89	1.20
×$^1/_8$	1.82	1.46	1.05	1.64	4$^7/_{16}$	—	4.40	2.70	1.22
HSS5×2×$^3/_8$	2.28	2.28	0.748	2.88	3$^5/_{16}$	—	6.61	5.20	1.07
×$^5/_{16}$	2.10	2.10	0.772	2.57	3$^5/_8$	—	5.99	4.59	1.08
×$^1/_4$	1.84	1.84	0.797	2.20	3$^7/_8$	—	5.17	3.88	1.10
×$^3/_{16}$	1.51	1.51	0.823	1.75	4$^3/_{16}$	—	4.15	3.05	1.12
×$^1/_8$	1.10	1.10	0.848	1.24	4$^7/_{16}$	—	2.95	2.13	1.13
HSS4×3×$^3/_8$	5.01	3.34	1.11	4.18	2$^5/_{16}$	—	10.6	6.59	1.07
×$^5/_{16}$	4.52	3.02	1.13	3.69	2$^5/_8$	—	9.41	5.75	1.08
×$^1/_4$	3.91	2.61	1.16	3.12	2$^7/_8$	—	7.96	4.81	1.10
×$^3/_{16}$	3.16	2.10	1.19	2.46	3$^3/_{16}$	—	6.26	3.74	1.12
×$^1/_8$	2.27	1.51	1.21	1.73	3$^7/_{16}$	—	4.38	2.59	1.13
HSS4×2$^1/_2$×$^3/_8$	3.17	2.54	0.922	3.20	2$^5/_{16}$	—	7.57	5.32	0.983
×$^5/_{16}$	2.89	2.32	0.947	2.85	2$^5/_8$	—	6.77	4.67	1.00
×$^1/_4$	2.53	2.02	0.973	2.43	2$^7/_8$	—	5.78	3.93	1.02
×$^3/_{16}$	2.06	1.65	0.999	1.93	3$^1/_8$	—	4.59	3.08	1.03
×$^1/_8$	1.49	1.19	1.03	1.36	3$^7/_{16}$	—	3.23	2.14	1.05
HSS4×2×$^3/_8$	1.80	1.80	0.729	2.31	2$^5/_{16}$	—	4.83	4.04	0.900
×$^5/_{16}$	1.67	1.67	0.754	2.08	2$^5/_8$	—	4.40	3.59	0.917
×$^1/_4$	1.48	1.48	0.779	1.79	2$^7/_8$	—	3.82	3.05	0.933
×$^3/_{16}$	1.22	1.22	0.804	1.43	3$^3/_{16}$	—	3.08	2.41	0.950
×$^1/_8$	0.898	0.898	0.830	1.02	3$^7/_{16}$	—	2.20	1.69	0.967
HSS3$^1/_2$×2$^1/_2$×$^3/_8$	2.77	2.21	0.904	2.82	—	—	6.16	4.57	0.900
×$^5/_{16}$	2.54	2.03	0.930	2.52	2$^1/_8$	—	5.53	4.03	0.917
×$^1/_4$	2.23	1.78	0.956	2.16	2$^3/_8$	—	4.75	3.40	0.933
×$^3/_{16}$	1.82	1.46	0.983	1.72	2$^{11}/_{16}$	—	3.78	2.67	0.950
×$^1/_8$	1.33	1.06	1.01	1.22	2$^{15}/_{16}$	—	2.67	1.87	0.967
HSS3$^1/_2$×2×$^1/_4$	1.30	1.30	0.766	1.58	2$^3/_8$	—	3.16	2.64	0.850
×$^3/_{16}$	1.08	1.08	0.792	1.27	2$^{11}/_{16}$	—	2.55	2.09	0.867
×$^1/_8$	0.795	0.795	0.818	0.912	2$^{15}/_{16}$	—	1.83	1.47	0.883

—Flat depth or width is too small to establish a workable flat.

Table (4-13.b) HSS

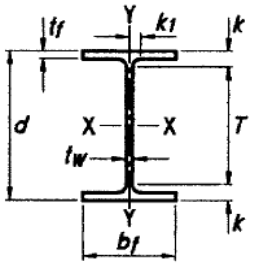


Table 1–1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d		Web Thickness, t_w		$\frac{t_w}{2}$	Flange Width, b_f		Flange Thickness, t_f		Distance k k_{des}	Distance k k_{det}	k_1	T	Work-able Gage
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.	in.	in.
W8×67	19.7	9.00	9	0.570	9/16	5/16	8.28	8 1/4	0.935	15/16	1.33	1 5/8	15/16	5 3/4	5 1/2
×58	17.1	8.75	8 3/4	0.510	1/2	1/4	8.22	8 1/4	0.810	13/16	1.20	1 1/2	7/8		
×48	14.1	8.50	8 1/2	0.400	3/8	3/16	8.11	8 1/8	0.685	11/16	1.08	1 3/8	13/16		
×40	11.7	8.25	8 1/4	0.360	3/8	3/16	8.07	8 1/8	0.560	9/16	0.954	1 1/4	13/16		
×35	10.3	8.12	8 1/8	0.310	5/16	3/16	8.02	8	0.495	1/2	0.889	1 3/16	13/16		
×31[f]	9.12	8.00	8	0.285	5/16	3/16	8.00	8	0.435	7/16	0.829	1 1/8	3/4		
W8×28	8.24	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.54	6 1/2	0.465	7/16	0.859	15/16	5/8	6 1/8	4
×24	7.08	7.93	7 7/8	0.245	1/4	1/8	6.50	6 1/2	0.400	3/8	0.794	7/8	9/16	6 1/8	4
W8×21	6.16	8.28	8 1/4	0.250	1/4	1/8	5.27	5 1/4	0.400	3/8	0.700	7/8	9/16	6 1/2	2 3/4[g]
×18	5.26	8.14	8 1/8	0.230	1/4	1/8	5.25	5 1/4	0.330	5/16	0.630	13/16	9/16	6 1/2	2 3/4[g]
W8×15	4.44	8.11	8 1/8	0.245	1/4	1/8	4.02	4	0.315	5/16	0.615	13/16	9/16	6 1/2	2 1/4[g]
×13	3.84	7.99	8	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.255	1/4	0.555	3/4	9/16		
×10[c,f]	2.96	7.89	7 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.205	3/16	0.505	11/16	1/2		
W6×25	7.34	6.38	6 3/8	0.320	5/16	3/16	6.08	6 1/8	0.455	7/16	0.705	15/16	9/16	4 1/2	3 1/2
×20	5.87	6.20	6 1/4	0.260	1/4	1/8	6.02	6	0.365	3/8	0.615	7/8	9/16		
×15[f]	4.43	5.99	6	0.230	1/4	1/8	5.99	6	0.260	1/4	0.510	3/4	9/16		
W6×16	4.74	6.28	6 1/4	0.260	1/4	1/8	4.03	4	0.405	3/8	0.655	7/8	9/16	4 1/2	2 1/4[g]
×12	3.55	6.03	6	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.280	1/4	0.530	3/4	9/16		
×9[f]	2.68	5.90	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.215	3/16	0.465	11/16	1/2		
×8.5[f]	2.52	5.83	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.195	3/16	0.445	11/16	1/2		
W5×19	5.56	5.15	5 1/8	0.270	1/4	1/8	5.03	5	0.430	7/16	0.730	13/16	7/16	3 1/2	2 3/4[g]
×16	4.71	5.01	5	0.240	1/4	1/8	5.00	5	0.360	3/8	0.660	3/4	7/16	3 1/2	2 3/4[g]
W4×13	3.83	4.16	4 1/8	0.280	1/4	1/8	4.06	4	0.345	3/8	0.595	3/4	1/2	2 5/8	2 1/4[g]

[c] Shape is slender for compression with F_y = 50 ksi.
[f] Shape exceeds compact limit for flexure with F_y = 50 ksi.
[g] The actual size, combination, and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross-section to ensure compatibility.

Table (4-13.c) W shape

Table 1–1 (continued)
W Shapes
Properties

W8 – W4

Nominal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
lb/ft			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.	in.	in.^{4}	in.^{6}
67	4.43	11.1	272	60.4	3.72	70.1	88.6	21.4	2.12	32.7	2.43	8.07	5.05	1440
58	5.07	12.4	228	52.0	3.65	59.8	75.1	18.3	2.10	27.9	2.39	7.94	3.33	1180
48	5.92	15.9	184	43.2	3.61	49.0	60.9	15.0	2.08	22.9	2.35	7.82	1.96	931
40	7.21	17.6	146	35.5	3.53	39.8	49.1	12.2	2.04	18.5	2.31	7.69	1.12	726
35	8.10	20.5	127	31.2	3.51	34.7	42.6	10.6	2.03	16.1	2.28	7.63	0.769	619
31	9.19	22.3	110	27.5	3.47	30.4	37.1	9.27	2.02	14.1	2.26	7.57	0.536	530
28	7.03	22.3	98.0	24.3	3.45	27.2	21.7	6.63	1.62	10.1	1.84	7.60	0.537	312
24	8.12	25.9	82.7	20.9	3.42	23.1	18.3	5.63	1.61	8.57	1.82	7.53	0.346	259
21	6.59	27.5	75.3	18.2	3.49	20.4	9.77	3.71	1.26	5.69	1.46	7.88	0.282	152
18	7.95	29.9	61.9	15.2	3.43	17.0	7.97	3.04	1.23	4.66	1.43	7.81	0.172	122
15	6.37	28.1	48.0	11.8	3.29	13.6	3.41	1.70	0.876	2.67	1.06	7.80	0.137	51.8
13	7.84	29.9	39.6	9.91	3.21	11.4	2.73	1.37	0.843	2.15	1.03	7.74	0.0871	40.8
10	9.61	40.5	30.8	7.81	3.22	8.87	2.09	1.06	0.841	1.66	1.01	7.69	0.0426	30.9
25	6.68	15.5	53.4	16.7	2.70	18.9	17.1	5.61	1.52	8.56	1.74	5.93	0.461	150
20	8.25	19.1	41.4	13.4	2.66	14.9	13.3	4.41	1.50	6.72	1.70	5.84	0.240	113
15	11.5	21.6	29.1	9.72	2.56	10.8	9.32	3.11	1.45	4.75	1.66	5.73	0.101	76.5
16	4.98	19.1	32.1	10.2	2.60	11.7	4.43	2.20	0.967	3.39	1.13	5.88	0.223	38.2
12	7.14	21.6	22.1	7.31	2.49	8.30	2.99	1.50	0.918	2.32	1.08	5.75	0.0903	24.7
9	9.16	29.2	16.4	5.56	2.47	6.23	2.20	1.11	0.905	1.72	1.06	5.69	0.0405	17.7
8.5	10.1	29.1	14.9	5.10	2.43	5.73	1.99	1.01	0.890	1.56	1.05	5.64	0.0333	15.8
19	5.85	13.7	26.3	10.2	2.17	11.6	9.13	3.63	1.28	5.53	1.45	4.72	0.316	50.9
16	6.94	15.4	21.4	8.55	2.13	9.63	7.51	3.00	1.26	4.58	1.43	4.65	0.192	40.6
13	5.88	10.6	11.3	5.46	1.72	6.28	3.86	1.90	1.00	2.92	1.16	3.82	0.151	14.0

Table (4-13.d) W shape

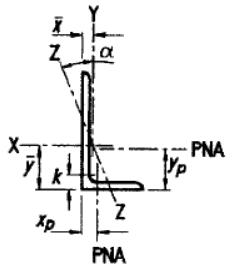


Table 1–7 (continued)
Angles
Properties

Shape	k	Wt.	Area, A	Axis X-X						Flexural-Torsional Properties		
				I	S	r	ȳ	Z	y_p	J	C_w	$\bar{r}_o$
	in.	lb/ft	in.^{2}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{6}	in.
L4×3½×½	⅞	11.9	3.50	5.30	1.92	1.23	1.24	3.46	0.497	0.301	0.302	2.03
×⅜	¾	9.10	2.67	4.15	1.48	1.25	1.20	2.66	0.433	0.132	0.134	2.06
×5/16	11/16	7.70	2.25	3.53	1.25	1.25	1.17	2.24	0.401	0.0782	0.0798	2.08
×¼	⅝	6.20	1.81	2.89	1.01	1.26	1.14	1.81	0.368	0.0412	0.0419	2.09
L4×3×⅝	1	13.6	3.89	6.01	2.28	1.23	1.37	4.08	0.810	0.529	0.472	1.91
×½	⅞	11.1	3.25	5.02	1.87	1.24	1.32	3.36	0.747	0.281	0.255	1.94
×⅜	¾	8.50	2.48	3.94	1.44	1.26	1.27	2.60	0.683	0.123	0.114	1.97
×5/16	11/16	7.20	2.09	3.36	1.22	1.27	1.25	2.19	0.651	0.0731	0.0676	1.98
×¼	⅝	5.80	1.69	2.75	0.988	1.27	1.22	1.77	0.618	0.0386	0.0356	1.99
L3½×3½×½	⅞	11.1	3.25	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	0.281	0.238	1.87
×7/16	13/16	9.80	2.87	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	0.192	0.164	1.89
×⅜	¾	8.50	2.48	2.86	1.15	1.07	1.00	2.06	0.357	0.123	0.106	1.90
×5/16	11/16	7.20	2.09	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.0731	0.0634	1.92
×¼	⅝	5.80	1.69	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.0386	0.0334	1.93
L3½×3×½	⅞	10.2	3.00	3.45	1.45	1.07	1.12	2.61	0.480	0.260	0.191	1.75
×7/16	13/16	9.10	2.65	3.10	1.29	1.08	1.09	2.32	0.446	0.178	0.132	1.76
×⅜	¾	7.90	2.30	2.73	1.12	1.09	1.07	2.03	0.411	0.114	0.0858	1.78
×5/16	11/16	6.60	1.93	2.33	0.951	1.09	1.05	1.72	0.375	0.0680	0.0512	1.79
×¼	⅝	5.40	1.56	1.92	0.773	1.10	1.02	1.39	0.336	0.0360	0.0270	1.80
L3½×2½×½	⅞	9.40	2.75	3.24	1.41	1.08	1.20	2.52	0.736	0.234	0.159	1.66
×⅜	¾	7.20	2.11	2.56	1.09	1.10	1.15	1.96	0.668	0.103	0.0714	1.69
×5/16	11/16	6.10	1.78	2.20	0.925	1.11	1.13	1.67	0.633	0.0611	0.0426	1.71
×¼	⅝	4.90	1.44	1.81	0.753	1.12	1.10	1.36	0.596	0.0322	0.0225	1.72
L3×3×½	⅞	9.40	2.75	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.230	0.144	1.59
×7/16	13/16	8.30	2.43	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.157	0.100	1.60
×⅜	¾	7.20	2.11	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.101	0.0652	1.62
×5/16	11/16	6.10	1.78	1.50	0.699	0.918	0.860	1.26	0.296	0.0597	0.0390	1.64
×¼	⅝	4.90	1.44	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.0313	0.0206	1.65
×3/16	9/16	3.71	1.09	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.0136	0.00899	1.67
L3×2½×½	⅞	8.50	2.50	2.07	1.03	0.910	0.995	1.86	0.494	0.213	0.112	1.46
×7/16	13/16	7.60	2.21	1.87	0.921	0.917	0.972	1.66	0.462	0.146	0.0777	1.48
×⅜	¾	6.60	1.92	1.65	0.803	0.924	0.949	1.45	0.430	0.0943	0.0507	1.49
×5/16	11/16	5.60	1.67	1.41	0.681	0.932	0.925	1.23	0.397	0.0560	0.0304	1.51
×¼	⅝	4.50	1.31	1.16	0.555	0.940	0.900	1.000	0.363	0.0296	0.0161	1.52
×3/16	9/16	3.39	0.996	0.899	0.423	0.947	0.874	0.761	0.328	0.0130	0.00705	1.54

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1–7.

Table (4-13.e) Angle

Table 1–7 (continued)
Angles
Properties

Shape	Axis Y-Y						Axis Z-Z				Q_s
	I	S	r	$\bar{x}$	Z	x_p	I	S	r	Tan α	$F_y = 36$ ksi
	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.		
L4×3½×½	3.76	1.50	1.04	0.994	2.69	0.438	1.80	0.719	0.716	0.750	1.00
×⅜	2.96	1.16	1.05	0.947	2.06	0.334	1.38	0.555	0.719	0.755	1.00
×5/16	2.52	0.980	1.06	0.923	1.74	0.281	1.17	0.470	0.721	0.757	0.997
×¼	2.07	0.794	1.07	0.897	1.40	0.227	0.950	0.382	0.723	0.759	0.912
L4×3×⅝	2.85	1.34	0.845	0.867	2.45	0.498	1.59	0.720	0.631	0.534	1.00
×½	2.40	1.10	0.858	0.822	1.99	0.407	1.30	0.592	0.633	0.542	1.00
×⅜	1.89	0.851	0.873	0.775	1.52	0.311	1.01	0.460	0.636	0.551	1.00
×5/16	1.62	0.721	0.880	0.750	1.28	0.262	0.851	0.390	0.638	0.554	0.997
×¼	1.33	0.585	0.887	0.725	1.03	0.211	0.691	0.318	0.639	0.558	0.912
L3½×3½×½	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	1.51	0.609	0.679	1.00	1.00
×7/16	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	1.34	0.540	0.681	1.00	1.00
×⅜	2.86	1.15	1.07	1.00	2.05	0.357	1.17	0.471	0.683	1.00	1.00
×5/16	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.989	0.400	0.685	1.00	1.00
×¼	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.807	0.326	0.688	1.00	0.965
L3½×3×½	2.32	1.09	0.877	0.869	1.97	0.431	1.15	0.537	0.618	0.713	1.00
×7/16	2.09	0.971	0.885	0.846	1.75	0.382	1.03	0.478	0.620	0.717	1.00
×⅜	1.84	0.847	0.892	0.823	1.52	0.331	0.895	0.418	0.622	0.720	1.00
×5/16	1.58	0.718	0.900	0.798	1.28	0.279	0.761	0.356	0.624	0.722	1.00
×¼	1.30	0.585	0.908	0.773	1.04	0.226	0.623	0.292	0.628	0.725	0.965
L3½×2½×½	1.36	0.756	0.701	0.701	1.39	0.395	0.782	0.420	0.532	0.485	1.00
×⅜	1.09	0.589	0.716	0.655	1.07	0.303	0.608	0.329	0.535	0.495	1.00
×5/16	0.937	0.501	0.723	0.632	0.900	0.256	0.518	0.281	0.538	0.500	1.00
×¼	0.775	0.410	0.731	0.607	0.728	0.207	0.425	0.232	0.541	0.504	0.965
L3×3×½	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.924	0.436	0.580	1.00	1.00
×7/16	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.819	0.386	0.580	1.00	1.00
×⅜	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.712	0.336	0.581	1.00	1.00
×5/16	1.50	0.699	0.918	0.860	1.25	0.296	0.603	0.284	0.583	1.00	1.00
×¼	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.491	0.231	0.585	1.00	1.00
×3/16	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.374	0.176	0.586	1.00	0.912
L3×2½×½	1.29	0.736	0.718	0.746	1.34	0.418	0.666	0.370	0.516	0.666	1.00
×7/16	1.17	0.656	0.724	0.724	1.19	0.370	0.591	0.329	0.516	0.671	1.00
×⅜	1.03	0.573	0.731	0.701	1.03	0.321	0.514	0.287	0.517	0.675	1.00
×5/16	0.888	0.487	0.739	0.677	0.873	0.271	0.437	0.244	0.518	0.679	1.00
×¼	0.734	0.397	0.746	0.653	0.707	0.220	0.356	0.199	0.520	0.683	1.00
×3/16	0.568	0.303	0.753	0.627	0.536	0.167	0.272	0.153	0.521	0.687	0.912

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1–7.

Table (4-13.f) Angle

Table 1–7 (continued)
Angles
Properties

L4-L3

Shape	Axis Y-Y						Axis Z-Z				Q_s
	I	S	r	$\bar{x}$	Z	x_p	I	S	r	Tan α	$F_y = 36$ ksi
	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.		
L4×3 1/2×1/2	3.76	1.50	1.04	0.994	2.69	0.438	1.80	0.719	0.716	0.750	1.00
×3/8	2.96	1.16	1.05	0.947	2.06	0.334	1.38	0.555	0.719	0.755	1.00
×5/16	2.52	0.980	1.06	0.923	1.74	0.281	1.17	0.470	0.721	0.757	0.997
×1/4	2.07	0.794	1.07	0.897	1.40	0.227	0.950	0.382	0.723	0.759	0.912
L4×3×5/8	2.85	1.34	0.845	0.867	2.45	0.498	1.59	0.720	0.631	0.534	1.00
×1/2	2.40	1.10	0.858	0.822	1.99	0.407	1.30	0.592	0.633	0.542	1.00
×3/8	1.89	0.851	0.873	0.775	1.52	0.311	1.01	0.460	0.636	0.551	1.00
×5/16	1.62	0.721	0.880	0.750	1.28	0.262	0.851	0.390	0.638	0.554	0.997
×1/4	1.33	0.585	0.887	0.725	1.03	0.211	0.691	0.318	0.639	0.558	0.912
L3 1/2×3 1/2×1/2	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	1.51	0.609	0.679	1.00	1.00
×7/16	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	1.34	0.540	0.681	1.00	1.00
×3/8	2.86	1.15	1.07	1.00	2.05	0.357	1.17	0.471	0.683	1.00	1.00
×5/16	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.989	0.400	0.685	1.00	1.00
×1/4	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.807	0.326	0.688	1.00	0.965
L3 1/2×3×1/2	2.32	1.09	0.877	0.869	1.97	0.431	1.15	0.537	0.618	0.713	1.00
×7/16	2.09	0.971	0.885	0.846	1.75	0.382	1.03	0.478	0.620	0.717	1.00
×3/8	1.84	0.847	0.892	0.823	1.52	0.331	0.895	0.418	0.622	0.720	1.00
×5/16	1.58	0.718	0.900	0.798	1.28	0.279	0.761	0.356	0.624	0.722	1.00
×1/4	1.30	0.585	0.908	0.773	1.04	0.226	0.623	0.292	0.628	0.725	0.965
L3 1/2×2 1/2×1/2	1.36	0.756	0.701	0.701	1.39	0.395	0.782	0.420	0.532	0.485	1.00
×3/8	1.09	0.589	0.716	0.655	1.07	0.303	0.608	0.329	0.535	0.495	1.00
×5/16	0.937	0.501	0.723	0.632	0.900	0.256	0.518	0.281	0.538	0.500	1.00
×1/4	0.775	0.410	0.731	0.607	0.728	0.207	0.425	0.232	0.541	0.504	0.965
L3×3×1/2	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.924	0.436	0.580	1.00	1.00
×7/16	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.819	0.386	0.580	1.00	1.00
×3/8	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.712	0.336	0.581	1.00	1.00
×5/16	1.50	0.699	0.918	0.860	1.25	0.296	0.603	0.284	0.583	1.00	1.00
×1/4	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.491	0.231	0.585	1.00	1.00
×3/16	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.374	0.176	0.586	1.00	0.912
L3×2 1/2×1/2	1.29	0.736	0.718	0.746	1.34	0.418	0.666	0.370	0.516	0.666	1.00
×7/16	1.17	0.656	0.724	0.724	1.19	0.370	0.591	0.329	0.516	0.671	1.00
×3/8	1.03	0.573	0.731	0.701	1.03	0.321	0.514	0.287	0.517	0.675	1.00
×5/16	0.888	0.487	0.739	0.677	0.873	0.271	0.437	0.244	0.518	0.679	1.00
×1/4	0.734	0.397	0.746	0.653	0.707	0.220	0.356	0.199	0.520	0.683	1.00
×3/16	0.568	0.303	0.753	0.627	0.536	0.167	0.272	0.153	0.521	0.687	0.912

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1–7.

Table (4-13.g) Angle

4 -11 Design of shear wall (SW16):

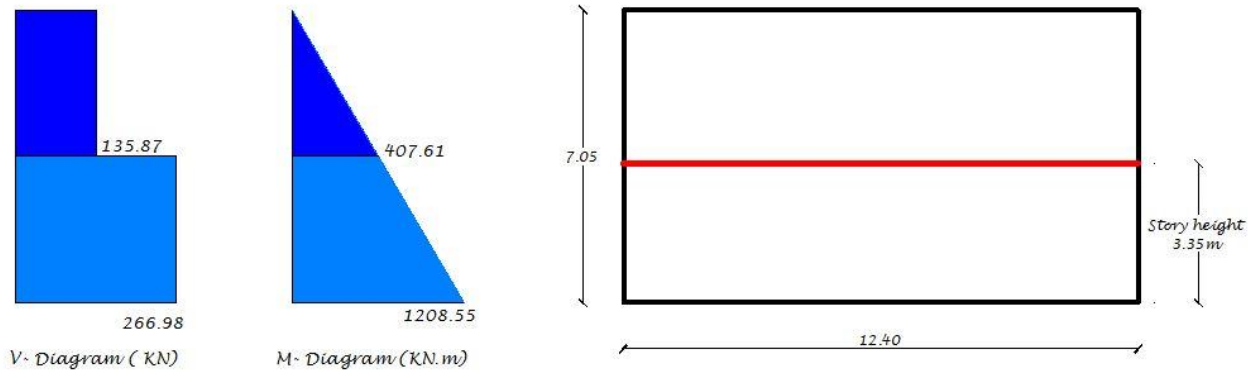


Fig (4-26) Moment and shear diagram

Fc = 24MPa

F_Y = 420 MPa

t=25 cm .shear wall thickness

L_w = 12.4 m .shear wall width

H_w = 7.05 m

Nu = 1271.42 KN.

- **Design of shear**

$$\sum Fx = Vu = 266.98KN$$

✓ **Design of the Horizontal reinforcement:**

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{12.4}{2} = 6.2m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{7.05}{2} = 3.525m$$

$$storyheight = 3.35m \quad .....control$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 12.4 = 9.92m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 9920 = 7563KN > V_u$$

$$= 266.98\ KN \ldots\ldots \textbf{OK}$$

$$- V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{27} * 250 * 9920 * 10^{-3} = 2024.9KN \ldots . CONTROL$$

$$- V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 250 * 9920 + \frac{1271.42 * 9920}{4 * 12400}$$

$$= 3820.6\ KN$$

$$-V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'}+0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}}\right] hd$$

$$If\ \frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw_u}{2} \le 0\ ; \boldsymbol{Neglected} \rightarrow \frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw_u}{2} = \frac{407.61}{266.98} - \frac{12.4}{2} = -4.7$$

ΦVc = 0.75 * 2024.9 = 1518.7 KN.

$$\frac{1}{2}\ \Phi Vc = \frac{1}{2} * 1518.7 = 759.35\ KN$$

$$\frac{1}{2}\ \Phi Vc > Vu = 266.98\ KN.$$

- **Min. Reinforcement:**

Use Φ10

$$\rho = \frac{A_s}{s*h} = \frac{2*78.5}{s*250} = 0.0025 \rightarrow s = 251.2mm$$

- **Max. Spacing**

$$\frac{l_w}{5} = \frac{12.4}{5} = 2480\ mm$$

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

450 mm……**CONTROL**.

Use Φ10@ 250mm in both sides.

✓ Design for Vertical reinforcement:-

$$\rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)(\rho_t - 0.0025) \ge 0.0025$$

= 0.0025 + 0.5 (2.5 -$\frac{7.05}{12.4}$) (0.0025- 0.0025) = 0.0025

Use Φ10@ 250mm in both sides.

✓ Design of bending moment:

$$A_{st} = \left(\frac{12400}{250}\right) * 2 * 78.5 = 7787.2\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{7787.2}{12400*250}\right)\frac{420}{24} = 0.044$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = \frac{1271.42}{12400*250*24} = 0.0171$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w+\alpha}{2w+0.85\beta_1} = \frac{0.044+0.0171}{2*0.044+0.85*0.85} = 0.0754$$

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

$$= 0.9\left[0.5*7787.2*420*12400(1+\frac{1271.42}{7787.2*420})(1-0.0754)\right] = 6559.6KN.m$$

$$\emptyset M_n = 6559.6\ KN.m\ > Mu = 1208.55\ KN.m$$

Use Φ 10@250 mm in both sides.

✓ Design Strip footing for share wall (SW16):

Axial DL = 976.02 KN, Axial LL= 295.4 KN . . . Reaction from ETABS.

Qall=400 KN/m^2, γ_{soil} =18 KN/m^3, Surcharge = 5 KN/m^2

- Total factored loads = 976.02 + 295.4 = 1271.42 KN.
- Total service loads = $\frac{976.02}{1.2} + \frac{295.4}{1.6} = 977.975\ KN.$
- Total factored loads per line = $\frac{1271.42}{12.4} = 102.53\ \frac{KN}{m}$.
- Total service loads per line = $\frac{997.975}{12.4} = 80.5\ \frac{KN}{m}$.
- Qnet = 400 – (0.4*25) – (1.1 *18) – 5 = 365.2 KN/m^2
- A = $\frac{Ps}{qnet} = \frac{80.5}{365.2} =$ 0.22 m^2.

Take b = 80 cm.

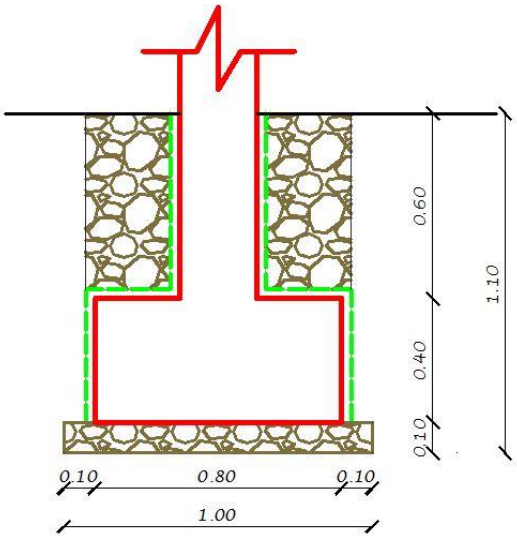


Fig: (4-27): Strip footing for shear wall

✓ Depth of footing & shear design :

Qu = Pu/A = 102.53 / 0.8*1 = 128.16 KN/m2

One Way Shear:

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

$$\Phi V_c = V_u$$

$$Vu = q_{ult} \times \left(\frac{B-a}{2} - d\right) \times L = 0.75\ \frac{1}{6}\sqrt{fc}\ b_w\ d$$

$$128.16*(0.5/2 - 0.25/2 - d) = \frac{0.75}{6}\sqrt{24}*1000*d$$

d = 0.022m

Assume h= 40cm

d = 400 – 75 – 20/2 = 315 mm.

Thickness Enough.

❖ Design of flexural reinforcement :

Mu = 128.16*1*0.275^2 /2 = 4.85 KN.m

Rn = Mu/0.9 b.d^2 = 4.85 / 0.9 * 1000 * 315^2 = 0.054 Mpa

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.054}{420}}\right) = 0.0001287$$

A_S = 0.0001287*1000*315 = 40.55 mm^2/m.

$A_{s\,min}$ = 0.0018*1000*400 = 720 mm^2/m.

Asmin > Asreq.

Use 14 Φ 200mm B.B. with As (provided) = 769 mm^2.

- **For Temp. & shrinkage:**

As = 0.0018*1000*400 = 720 mm^2

Use 14 Φ 200mm with As = 769 mm^2.

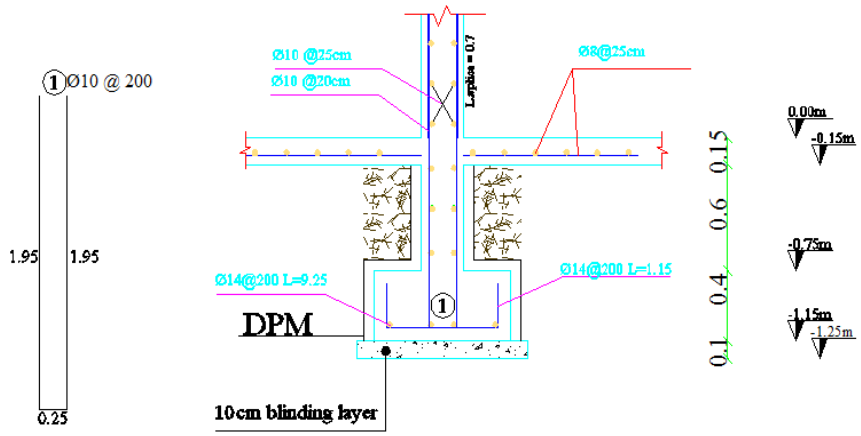


Fig: (4-28): Strip footing for shear wall

- **$L_{d.}$ for Φ 20:**

$$L_d = \frac{9}{10}\times\frac{fy}{\sqrt{fc'}}\times\frac{\alpha\times\beta\times\gamma\times\lambda}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)}\times db = \frac{9}{10}\times\frac{420}{\sqrt{24}}\times\frac{1\times1\times0.8\times1}{2.5}\times14 = 345.6mm$$

Available length = ((800-300)\2) - 75=175mm

175mm < 345.6 mm….Not ok , need hook length = 345.6-175=170.6mm

Use hook length = 250mm < L (available) = 400-75 = 325mm.

4 -12: Design of basement wall:-

- **Load calculation**

Fc'=24 MPa, F_Y=420 Mpa, ϒs=18KN/m^3, Qall=400KN/m^2, φ=30, surcharge =5KN/m^2

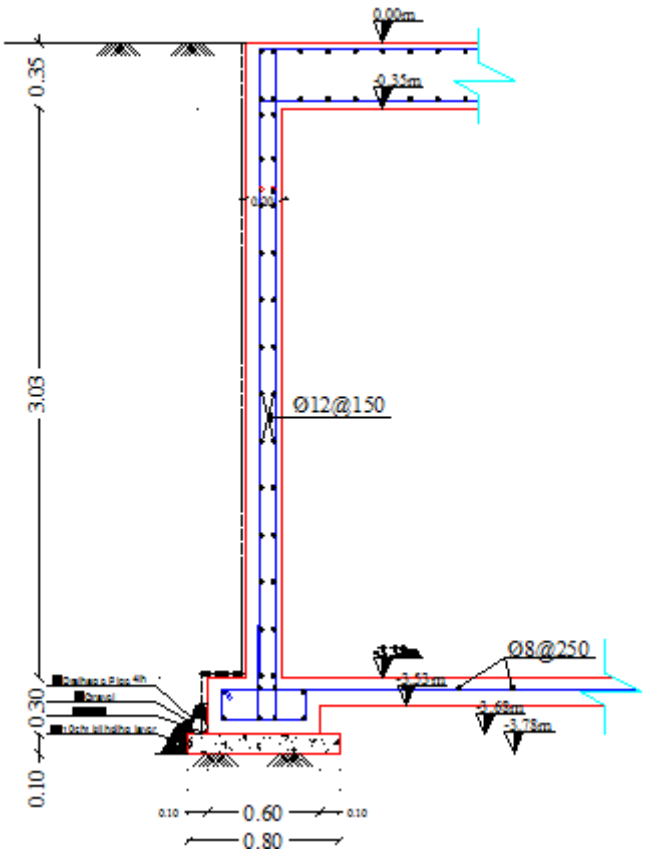


Fig (4-29) basement wall

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

$W_a = C_a * h * \gamma = 0.5 * 3.355 * 18 = 30.2\ KN/m$

$W_{su} = C_a * P = 0.5 * 5 = 2.5\ KN/m$

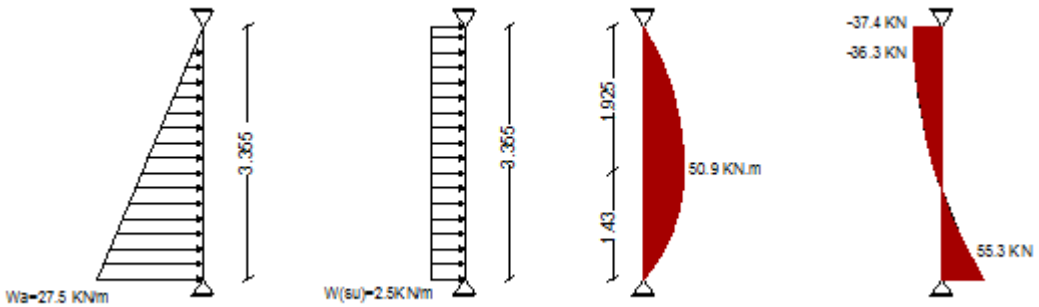


Fig (4-30) shear and moment diagram

✓ Design of Bending Moment

d=300-75-10=215 mm

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

$$R_n = \frac{50.9 * 10^6}{0.9 * 1000 * 215^2} = 1.22 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.22}{420}}\right) = 0.002997$$

As req = 0.002997*1000*215= 644.4 mm^2/m.

- **$As._{min}$ for vertical bars:**
  - 0.0015*b*h = 0.0015 *1000*300 = 450 mm^2/m
  - 0.25 $\frac{\sqrt{24}}{420}$ *1000*270 = 787.34 mm^2/m.
  - $\frac{1.4}{420}$ *1000 *270 = 900 mm^2/m. . . . . **CONTROL**

Use Φ 12@ 10 cm, with A_s = 1121 mm^2 > As = 900 mm^2

- **For horizontal bars :**

0.002*b*h =0.002*300*1000= 600 mm^2/m.

Use Φ 12 @ 15 cm, with A_s = 747.3 mm^2 > As = 600 mm^2

✓ Check for shear :

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * 215 * 10^{-3} = 131.66\ KN$$

0.5ϕV_c=0.5*131.66 = 65.83 KN > Vu= 55.3 KN ……..OK

The thickness is enough.

Table Calculation Loads OF Columns :-

NO.#	Column	Loads	weight (KN)	1 Base	2 Base	G. Floor	1 Floor	2 Floor	Total loads (KN)	service load (KN)	Factored load (KN)
1	C1 (25*50)	DL=	42	99.67					141.67	190.65	248.37
		LL=		48.98					48.98		
2	C2(25*50)	DL=	67.2	266					333.2	455.00	594.72
		LL=		121.8					121.8		
3	C3(25*50)	DL=	42	80.71					122.71	165.59	215.86
		LL=		42.88					42.88		
4	C7(D=40)	DL=	12.4	621.41					633.81	955.42	1275.15
		LL=		321.61					321.61		
5	C8(25*50)	DL=	12.3	238.77					251.07	379.66	507.03
		LL=		128.59					128.59		
6	C9(25*50)	DL=	12.3	192.31					204.61	317.80	426.64
		LL=		113.19					113.19		
7	C10(D=40)	DL=	12.4	509.43					521.83	804.38	1078.28
		LL=		282.55					282.55		
8	C15(D=40)	DL=	12.4	554.15					566.55	857.95	1146.10
		LL=		291.4					291.4		
9	C16(25*50)	DL=	12.3	209.58					221.88	338.60	453.01
		LL=		116.72					116.72		
10	C17(25*50)	DL=	12.3	202.33					214.63	326.38	436.36
		LL=		111.75					111.75		
11	C18(D=40)	DL=	12.4	534.81					547.21	826.02	1102.75
		LL=		278.81					278.81		
12	C23(D=40)	DL=	12.4	564.56					576.96	851.66	1131.87
		LL=		274.7					274.7		

13	C24(25*50)	DL=	12.3	213.69					225.99	336.02	447.24
		LL=		110.03					110.03		
14	C25(25*50)	DL=	12.3	41.05					53.35	77.22	102.21
		LL=		23.87					23.87		
15	C26(20*50)	DL=	12.3	102.26					114.56	172.61	230.35
		LL=		58.05					58.05		
16	C27(20*50)	DL=	12.3	140.39					152.69	223.66	296.78
		LL=		70.97					70.97		
17	C30(20*50)	DL=	31.56	120.27	120.27				272.1	322.52	407.19
		LL=		25.21	25.21				50.42		
18	C31(20*50)	DL=	21.1	45.19	105.16				171.45	211.21	269.36
		LL=		19.88	19.88				39.76		
19	C32(25*50)	DL=	26.4	3.73	89.03				119.16	155.71	201.47
		LL=		5.55	31				36.55		
20	C33(25*50)	DL=	26.4		297.34				323.74	398.14	507.53
		LL=			74.4				74.4		
21	C34(25*50)	DL=	26.4		209.05				235.45	285.96	363.36
		LL=			50.51				50.51		
22	C35 (80*20)	DL=	31.02		306.1				337.12	406.72	515.90
		LL=			69.6				69.6		
23	C36 (25*50)	DL=	26.4	53.73	216.3				296.43	387.89	502.05
		LL=		45.15	46.31				91.46		
24	C37(25*50)	DL=	26.4	127.43	514.48				668.31	793.13	1001.68
		LL=		84.06	40.76				124.82		
25	C38(25*50)	DL=	26.4	241.83	260.09				528.32	675.54	869.54
		LL=		104.46	42.76				147.22		
26	C39(25*50)	DL=	26.4	61.73					88.13	140.11	188.92
		LL=		51.98					51.98		

27	C40 (25*50)	DL=	30.82	23.05					53.87	72.66	94.71
		LL=		18.79					18.79		
28	C41(40*40)	DL=	54.2	356.11					410.31	592.58	784.00
		LL=		182.27					182.27		
29	C42(D=40)	DL=	18.22	928.99					947.21	1418.39	1890.54
		LL=		471.18					471.18		
30	C43(25*50)	DL=	26.4	175.67	715.12				917.19	1122.59	1429.27
		LL=		18.75	186.65				205.4		
31	C44(25*50)	DL=	26.4	324.95	560.5				911.85	1262.11	1654.64
		LL=		195.5	154.76				350.26		
32	C45(25*50)	DL=	26.4	244.3	396.3				667	955.40	1261.84
		LL=		160.6	127.8				288.4		
33	C46(20*50)	DL=	26.4		290.2				316.6	385.58	490.29
		LL=			68.98				68.98		
34	C47 (20*50)	DL=	26.4		258.3				284.7	354.87	453.91
		LL=			70.17				70.17		
35	C48 (30*50)	DL=	26.4	479.6	683.12				1189.12	1589.99	2068.34
		LL=		233.2	167.67				400.87		
36	C49(25*50)	DL=	26.4	181.14	632.17				839.71	1092.71	1412.45
		LL=		35.68	217.32				253		
37	C50(D=40)	DL=	17.6	1111.69					1129.29	1605.07	2116.40
		LL=		475.78					475.78		
38	C51(45*45)	DL=	54.2	426.15					480.35	664.40	870.90
		LL=		184.05					184.05		
39	C52(45*45)	DL=	54.2	402.9					457.1	611.52	795.59
		LL=		154.42					154.42		
40	C53 (D=40)	DL=	23.9	1051.05					1074.95	1474.12	1928.61
		LL=		399.17					399.17		

41	C54 (25*50)	DL=	26.4	3.52	267.48				297.4	341.33	427.17
		LL=		-38.94	82.87				43.93		
42	C55 (D = 30)	DL=	23.9		155.1	93.64	93.64	155.1	521.38	695.46	904.18
		LL=			61.74	25.3	25.3	61.74	174.08		
43	C56(D = 30)	DL=	23.9		219.5	46.97	46.97	47.35	384.69	511.68	664.81
		LL=			73.74	17.75	17.75	17.75	126.99		
44	C57 (25*50)	DL=	54.4	44.55	223.36	87.3	87.3	76.79	573.7	781.97	1021.67
		LL=		24.3	66.44	40.1	40.1	37.33	208.27		
45	C58 (40*40)	DL=	26.4		59.86				86.26	112.86	146.07
		LL=			26.6				26.6		
46	C59 (25*50)	DL=	26.4		59.86				86.26	112.86	146.07
		LL=			26.6				26.6		
47	C61(40*40)	DL=	54.2		174.22				228.42	313.30	409.91
		LL=			84.88				84.88		
48	C62(40*40)	DL=	32		516.19				548.19	779.00	1027.12
		LL=			230.81				230.81		
49	C63(40*40)	DL=	32		398.74				430.74	626.30	829.78
		LL=			195.56				195.56		
50	C64(40*40)	DL=	54.2		105.47				159.67	223.28	293.38
		LL=			63.61				63.61		
51	C65(40*40)	DL=	54.2		100.59			214.56	369.35	509.48	667.43
		LL=			68.26			71.87	140.13		
52	C66(40*40)	DL=	36.16		380.29				416.45	626.29	835.48
		LL=			209.84				209.84		
53	C67(40*40)	DL=	36.16		492.31				528.47	776.14	1030.44
		LL=			247.67				247.67		
54	C68(40*40)	DL=	54.2		166.16				220.36	311.44	410.16
		LL=			91.08				91.08		

55	C69 (25*45)	DL=	35.4		30.36				65.76	88.62	115.49
		LL=			22.86				22.86		
56	C70(25*45)	DL=	28.75		88.47				117.22	179.93	241.00
		LL=			62.71				62.71		
57	C71(25*45)	DL=	28.75		71.39				100.14	158.69	213.85
		LL=			58.55				58.55		
58	C72(25*45)	DL=	28.75		89.62				118.37	181.80	243.53
		LL=			63.43				63.43		
59	C73(25*45)	DL=	28.75		31.18				59.93	83.23	109.20
		LL=			23.3				23.3		
60	C74(30*45)	DL=	54.4					55	109.4	142.13	183.65
		LL=						32.73	32.73		
61	C75(D=30)	DL=	23.9		178.88	73.89	73.89	229.37	579.93	763.70	989.95
		LL=			62.16	15.83	15.83	89.95	183.77		
62	C76(D=30)	DL=	23.9		177.31	32.42	32.42	257.03	523.08	699.05	909.25
		LL=			71.12	11.79	11.79	81.27	175.97		
63	C77(D=30)	DL=	23.9		-8.23	11.16	11.16	-13.6	24.39	26.18	32.13
		LL=			-15.19	7.19	7.19	2.6	1.79		
64	C78 (20*50)	DL=	25.35		158.87	185.2	158.2	0	527.62	710.51	925.77
		LL=			58.29	62.3	62.3	0	182.89		
65	C79 (20*50)	DL=	33.43		91.6	148.37	148.37	264.4	686.17	1038.62	1387.32
		LL=			81.28	72.88	72.88	125.41	352.45		
66	C80(D=40)	DL=	23.9		348	90.58	90.58	372.91	925.97	1338.79	1771.68
		LL=			153.37	48.75	48.75	161.95	412.82		
67	C81(D=40)	DL=	23.9		329.22	138.41	138.41	372.91	1002.85	1438.49	1900.44
		LL=			154.47	59.61	59.61	161.95	435.64		
68	C82(D=30)	DL=	23.9		8.54				32.44	71.54	101.49
		LL=			39.1				39.1		

69	C83 (D =30)	DL=	23.9		6.2	140.34	140.34	109.4	420.18	622.98	828.70
		LL=			30	59.2	59.2	54.4	202.8		
70	C84 (D=30)	DL=	23.9		203.5	44.33	44.33	44.33	360.39	472.39	611.67
		LL=			83.2	9.6	9.6	9.6	112		
71	C85 (D=30)	DL=	23.9		170.53	128.4	128.4	111.86	563.09	821.17	1088.64
		LL=			100.53	52.1	52.1	53.35	258.08		
72	C86 (D=30)	DL=	23.9		76.86	41.47	41.47	10.54	194.24	281.49	372.69
		LL=			41.83	15.16	15.16	15.1	87.25		
73	C87(30*25)	DL=	54.08		13.68	44.22	44.22	44.22	200.42	211.94	258.94
		LL=			2.88	2.88	2.88	2.88	11.52		
74	C88(20*50)	DL=	33.8		98.99	121.38	120.56	120.56	495.29	622.03	797.13
		LL=			34.64	31.12	30.49	30.49	126.74		
75	C89 (20*50)	DL=	33.8		66	185.85	185.85	185.85	657.35	819.42	1048.13
		LL=			21.52	46.85	46.85	46.85	162.07		
76	C90 (20*50)	DL=	9		254.5				263.5	311.51	393.02
		LL=			48.01				48.01		
77	C92 (20*50)	DL=	9		233.56				242.56	355.84	472.32
		LL=			113.28				113.28		
78	C93 (20*50)	DL=	9		135.82				144.82	203.03	266.92
		LL=			58.21				58.21		
79	C94 (20*50)	DL=	8.45		127.71				136.16	185.47	242.29
		LL=			49.31				49.31		
80	C96(45*50)	DL=	33.8		152.63	522.47	522.47	522.47	1753.84	2716.61	3645.04
		LL=			51.34	303.81	303.81	303.81	962.77		
81	C97(25*50)	DL=	33.8		23.5	174.97	174.97	174.97	582.21	1222.78	1723.56
		LL=			-4.94	215.17	215.17	215.17	640.57		
82	C98 (50*25)	DL=	10.56		268.93				279.49	392.32	515.92
		LL=			112.83				112.83		

83	C99 (20*50)	DL=	33.8		137.15	161.32	161.32	161.32	654.91	1005.85	1347.40
		LL=			46.56	101.46	101.46	101.46	350.94		
84	C100(20*50)	DL=	33.8		221.36	129.96	129.96	129.96	645.04	939.29	1244.85
		LL=			81.61	72.22	70.21	70.21	294.25		
85	C101 (20*50)	DL=	33.8		25.18	168.84	168.84	168.84	565.5	872.39	1169.62
		LL=			-3.7	103.53	103.53	103.53	306.89		
86	C104(50*25)	DL=	42.25			224.14	236.02	236.02	738.43	1059.31	1399.52
		LL=				108.76	106.06	106.06	320.88		
87	C105(20*50)	DL=	8.45					35.89	44.34	48.51	59.88
		LL=						4.17	4.17		
88	C106(50*25)	DL=	33.8		226.29	230.76	310.07	213.41	1014.33	1426.17	1876.14
		LL=			117.04	124.87	135.03	34.9	411.84		
89	C107(50*20)	DL=	33.8		66.22	198	240.07	80.05	618.14	827.32	1076.46
		LL=			40.38	66.37	86.6	15.83	209.18		
90	C108(50*20)	DL=	33.43		28.74	83.49	83.49	4.69	233.84	335.74	443.65
		LL=			8.94	31.08	31.08	30.8	101.9		
91	C109(25*50)	DL=	25.35			523.71	345.46		894.52	1167.75	1510.59
		LL=				194.37	78.86		273.23		
92	C110(40*40)	DL=	27.04			455.2			482.24	744.79	998.77
		LL=				262.55			262.55		
93	C111(20*50)	DL=	25.35			319.9	377.26		722.51	893.26	1140.21
		LL=				84.09	86.66		170.75		
94	C112(20*50)	DL=	25.35		275.09	81.7	303.56		685.7	926.68	1208.41
		LL=			82.6	65.83	92.55		240.98		
95	C113(40*40)	DL=	25.35		478.28	443.46	505.21		1452.3	2147.85	2855.64
		LL=			238.26	230.4	226.89		695.55		
96	C115(20*50)	DL=	16.9			421.24	432.76		870.9	1105.51	1420.46
		LL=				115.72	118.89		234.61		

97	C116(40*40)	DL=	16.9			528.45	571.59		1116.94	1628.55	2158.90
		LL=				252.35	259.26		511.61		
98	C117(20*50)	DL=	16.9			332.59	334.97		684.46	864.53	1109.46
		LL=				88.69	91.38		180.07		
99	C118(20*50)	DL=	33.8		181.29	125.39	163.71	187.73	691.92	984.72	1298.78
		LL=			111.52	73.18	74.59	33.51	292.8		
100	C119(50*25)	DL=	42.25			230.22	115.9	115.9	504.27	692.52	906.32
		LL=				95.93	46.16	46.16	188.25		
101	C120(20*50)	DL=	33.8		-21	169.22	168.57	168.57	519.16	747.25	987.94
		LL=			-20.54	83.63	82.5	82.5	228.09		
102	C121(25*30)	DL=	22.18			113.54	113.25	113.25	362.22	465.68	600.20
		LL=				34.56	34.45	34.45	103.46		
103	C123(50*25)	DL=	31.69			107.25	107.25	107.25	353.44	399.67	498.10
		LL=				15.41	15.41	15.41	46.23		
104	C126(50*20)	DL=	37			170.2	170.2	170.2	547.6	600.97	742.51
		LL=				17.79	17.79	17.79	53.37		
105	C129(45*50)	DL=	25.35			516.1	516.1	516.1	1573.65	2302.05	3053.82
		LL=				242.8	242.8	242.8	728.4		
106	C132(50*20)	DL=	25.35			208.97	208.97	208.97	652.26	759.30	953.98
		LL=				35.68	35.68	35.68	107.04		
107	C133 L (135*25*20)	DL=	98.23			334.74	334.74	334.74	1102.45	1461.58	1897.55
		LL=				119.71	119.71	119.71	359.13		
108	C134(40*45)	DL=	31.69			367.25	367.25	367.25	1133.44	1957.54	2678.69
		LL=				274.7	274.7	274.7	824.1		
109	C135(40*45)	DL=	31.69			385.63	385.63	385.63	1188.58	2031.91	2775.62
		LL=				281.11	281.11	281.11	843.33		
110	C138(45*50)	DL=	31.69			449.18	449.18	449.18	1379.23	2273.02	3085.14
		LL=				297.93	297.93	297.93	893.79		

111	C139(40*45)	DL=	31.69			424.57	424.57	424.57	1305.4	2175.70	2958.96
		LL=				290.1	290.1	290.1	870.3		
112	C140(40*45)	DL=	25.35			568.94	568.94	568.94	1732.17	2146.59	2741.68
		LL=				138.14	138.14	138.14	414.42		
113	C147(50*25)	DL=	31.69			109.84	109.84		251.37	334.85	435.21
		LL=				41.74	41.74		83.48		
114	C150(50*20)	DL=	25.35			101.94	101.94	101.94	331.17	416.52	533.96
		LL=				28.45	28.45	28.45	85.35		
115	C151(20*50)	DL=	28.125			53.69	53.69	53.69	189.195	244.97	316.27
		LL=				18.59	18.59	18.59	55.77		
116	C152(20*45)	DL=	20.25			147.42	147.42	147.42	462.51	704.46	942.13
		LL=				80.65	80.65	80.65	241.95		
117	C153(30*50)	DL=	20.25			349.84	349.84	349.84	1069.77	1587.66	2112.35
		LL=				172.63	172.63	172.63	517.89		
118	C157(50*20)	DL=	15			127.71	127.71		270.42	479.90	659.67
		LL=				104.74	104.74		209.48		
119	C163(50*25)	DL=	18.75			597.52	597.52		1213.79	1528.81	1960.58
		LL=				157.51	157.51		315.02		
120	C164(50*20)	DL=	15			387.73	387.73		790.46	1097.50	1439.82
		LL=				153.52	153.52		307.04		
121	C165(50*20)	DL=	15			245.75	245.75		506.5	747.20	992.92
		LL=				120.35	120.35		240.7		
122	C166 (25*50)	DL=	28.125			113.2	113.2	93.2	347.725	497.79	657.37
		LL=				53.48	53.48	43.1	150.06		
123	C167 (25*50)	DL=	28.125			101.13	101.13	83.8	314.185	405.77	523.55
		LL=				33.24	33.24	25.1	91.58		
124	C168(50*25)	DL=	18.75			239.53	239.53		497.81	741.35	987.04
		LL=				121.77	121.77		243.54		

125	C169(50*25)	DL=	28.125			131.91	131.91	46.96	338.905	460.31	600.93
		LL=				48.08	48.08	25.24	121.4		
126	C170(50*25)	DL=	18.75			168.61	168.61		355.97	586.77	796.44
		LL=				115.4	115.4		230.8		
127	C171(50*25)	DL=	18.75			124.61	124.61		267.97	333.19	425.92
		LL=				32.61	32.61		65.22		
128	C172(50*25)	DL=	18.75			242.92	242.92		504.59	696.89	913.19
		LL=				96.15	96.15		192.3		
129	C173(50*25)	DL=	18.75			16.25	129.66		164.66	246.59	328.68
		LL=				8.48	73.45		81.93		
130	C174(50*20)	DL=	15				204.98		219.98	323.63	429.82
		LL=					103.65		103.65		
131	C175(50*20)	DL=	15				290.56		305.56	437.26	577.39
		LL=					131.7		131.7		
132	C176(50*25)	DL=	18.75			387.73	387.73		794.21	1101.25	1444.32
		LL=				153.52	153.52		307.04		
133	C179(50*25)	DL=	15			517.08	517.08		1049.16	1389.76	1803.95
		LL=				170.3	170.3		340.6		
134	C180(40*30)	DL=	18			212.95	212.95		443.9	669.28	893.29
		LL=				112.69	112.69		225.38		
135	C181(50*25)	DL=	28.125			327.04	327.04	327.04	1009.245	1428.53	1881.94
		LL=				139.76	139.76	139.76	419.28		
136	C182(45*45)	DL=	22.5			555.55	555.55	555.55	1689.15	2545.32	3396.85
		LL=				285.39	285.39	285.39	856.17		
137	C183(50*20)	DL=	22.5			50.74	50.74	50.74	174.72	571.59	844.66
		LL=				132.29	132.29	132.29	396.87		
138	C184(25*50)	DL=	9.375			59.38			68.755	87.94	113.19
		LL=				19.18			19.18		

139	C185(25*50)	DL=	9.375			103.77			113.145	189.86	258.51
		LL=				76.71			76.71		
140	C186(50*30)	DL=	28.125			586.78	286.58	286.58	1188.065	1706.16	2254.62
		LL=				265.25	126.42	126.42	518.09		
141	C187(45*45)	DL=	22.5			379.35	520.07	520.07	1441.99	2357.51	3195.22
		LL=				273.92	320.8	320.8	915.52		
142	C188(45*45)	DL=	28.125			498.57	448.09	448.09	1422.875	2381.66	3241.50
		LL=				322.28	318.25	318.25	958.78		
143	C189(50*30)	DL=	28.125			370.71	370.71	370.71	1140.255	1620.83	2137.22
		LL=				160.19	160.19	160.19	480.57		
144	C190(50*25)	DL=	28.125			164.24	389.81	389.81	971.985	1380.56	1820.09
		LL=				83.91	162.33	162.33	408.57		
145	C191(50*25)	DL=	9.375			379.13			388.505	574.81	764.29
		LL=				186.3			186.3		
146	C192(45*45)	DL=	22.5			384.51	656.38	656.38	1719.77	2535.58	3369.02
		LL=				187.29	314.26	314.26	815.81		
147	C193(50*25)	DL=	22.5			230.91	254.72	254.72	762.85	1184.63	1590.27
		LL=				118.14	151.82	151.82	421.78		
148	C194(25*50)	DL=	28.125			149.05	172.33	172.33	521.835	720.84	944.60
		LL=				60.6	69.2	69.2	199		
149	C195(25*50)	DL=	9.375			50.6			59.975	80.37	104.59
		LL=				20.39			20.39		
150	C196(25*50)	DL=	9.375			58.02			67.395	90.63	118.04
		LL=				23.23			23.23		
151	C197(50*25)	DL=	28.125			96.07	96.07	96.07	316.335	414.71	536.99
		LL=				32.79	32.79	32.79	98.37		
152	C201(50,25)	DL=	6.56			16.54			23.1	29.45	37.88
		LL=				6.35			6.35		

153	C202(50*25)	DL=	9.375				100.01		109.385	151.69	198.94
		LL=					42.3		42.3		
154	C203(50*25)	DL=	9.375				135.28		144.655	193.38	251.54
		LL=					48.72		48.72		
155	C204(50*25)	DL=	9.375				135.28		144.655	193.38	251.54
		LL=					48.72		48.72		

3 الفصل الثالث : الوَصف الإنـشائي

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 الجمالونات (Truss)

9-3 برامج الحاسوب.

1-3 مقدمة :-

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

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

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

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. **المرحلة الاولى :**
وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة ، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام ، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.
2. **المرحلة الثانية :**
تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4-3 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 الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	17
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	البلاط	23

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

2-4-3 الأحمال الحية:-

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
1	الممرات	4
2	الغرف الدراسية	5
3	المسارح و القاعات الرياضية	5
4	الادراج	3
5	غرف الميكانيك	5

جدول (3- 2) الأحمال الحية لعناصر المبنى

3-4-3 الأحمال البيئية:

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية، **وهي كما يلي** :

3-4-3-1 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 البحر وموقعه من حيث احاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الاخرى .

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

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

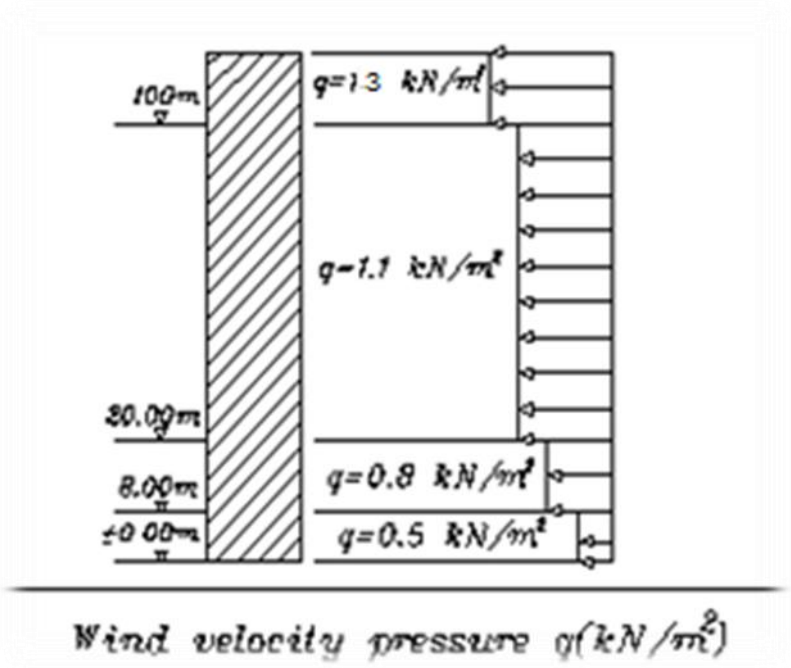
جدول (3 – 3) سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الالماني DIN 1055-5

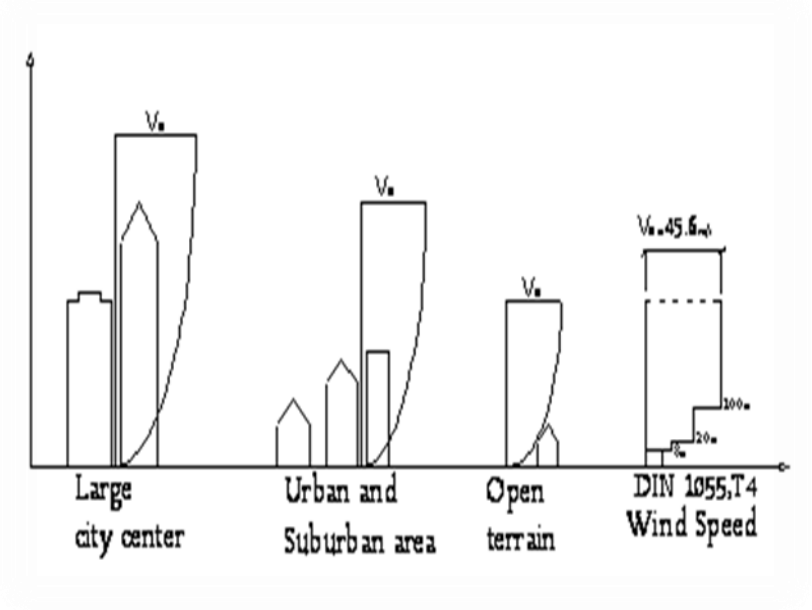
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن :

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

V: السرعة التصميمية للرياح (m/sec).





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

3-4-3-2 أحمال الثلوج:

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

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

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

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

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (997م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_L = \frac{997 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.4925 (KN/m^2)$$

3-4-3-3 أحمال الزلازل:

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

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

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

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: العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية :

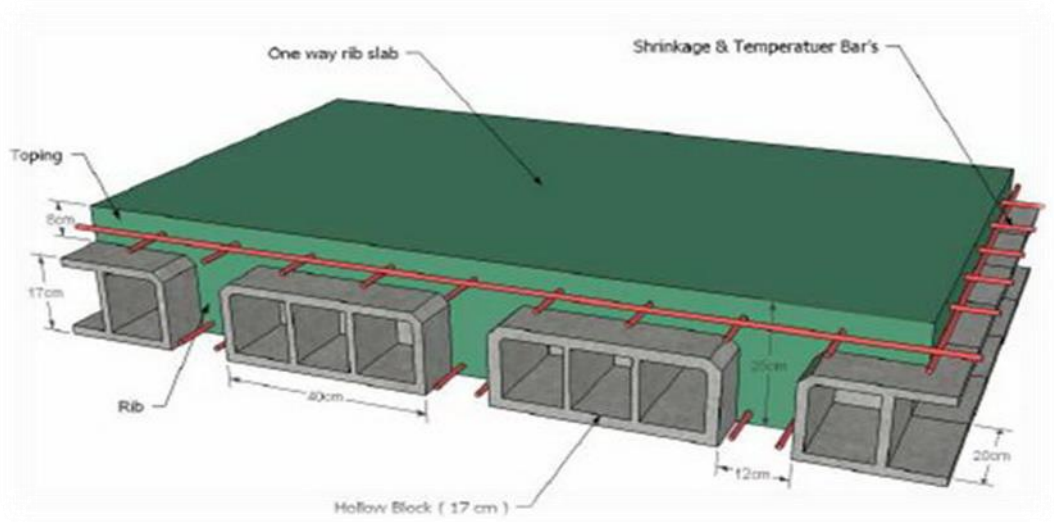
1-6-3 العقدات:

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاه للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام **أنواع العقدات التالية في المشروع** :

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

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

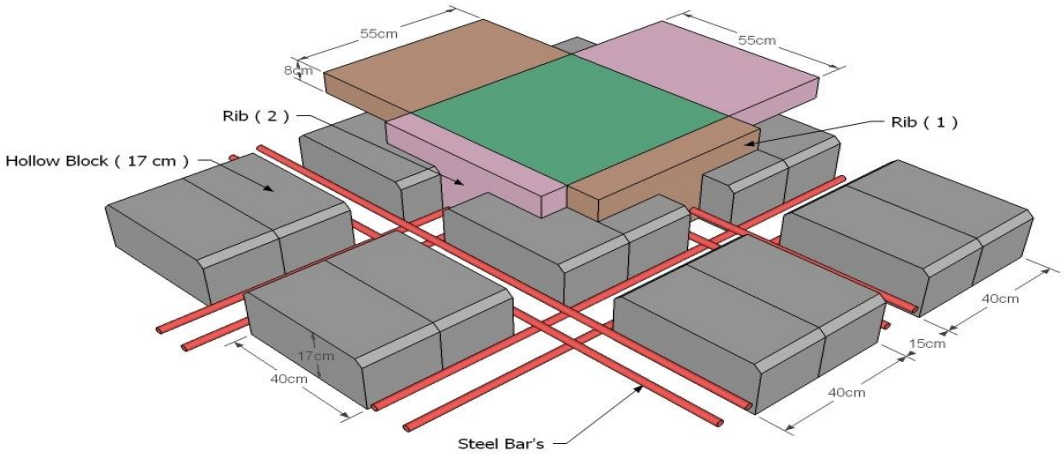
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-2)



الشكل (3 – 2) العقدات دات العصب الواحد .

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

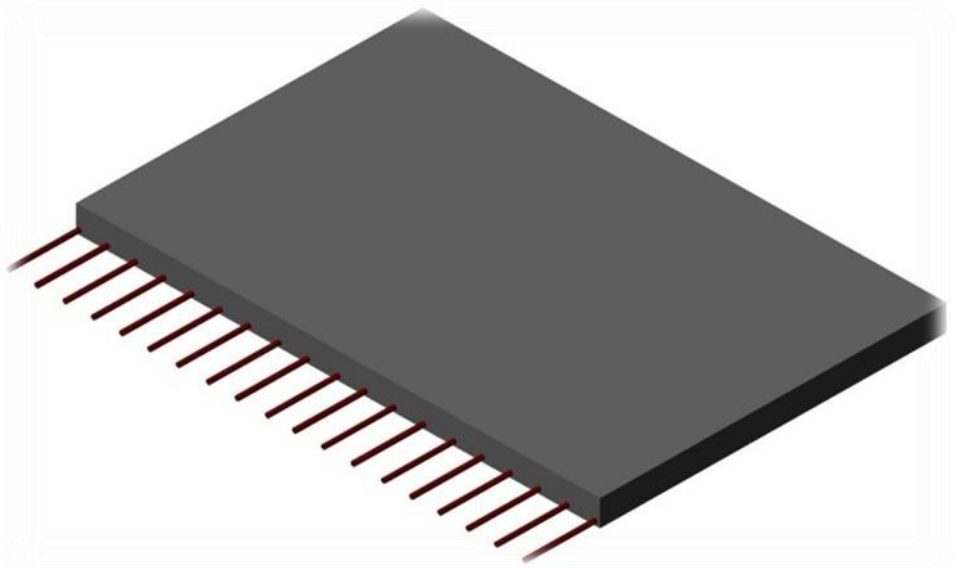
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-3):



الشكل (3 – 3) العقدة ذات العصب باتجاهين .

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

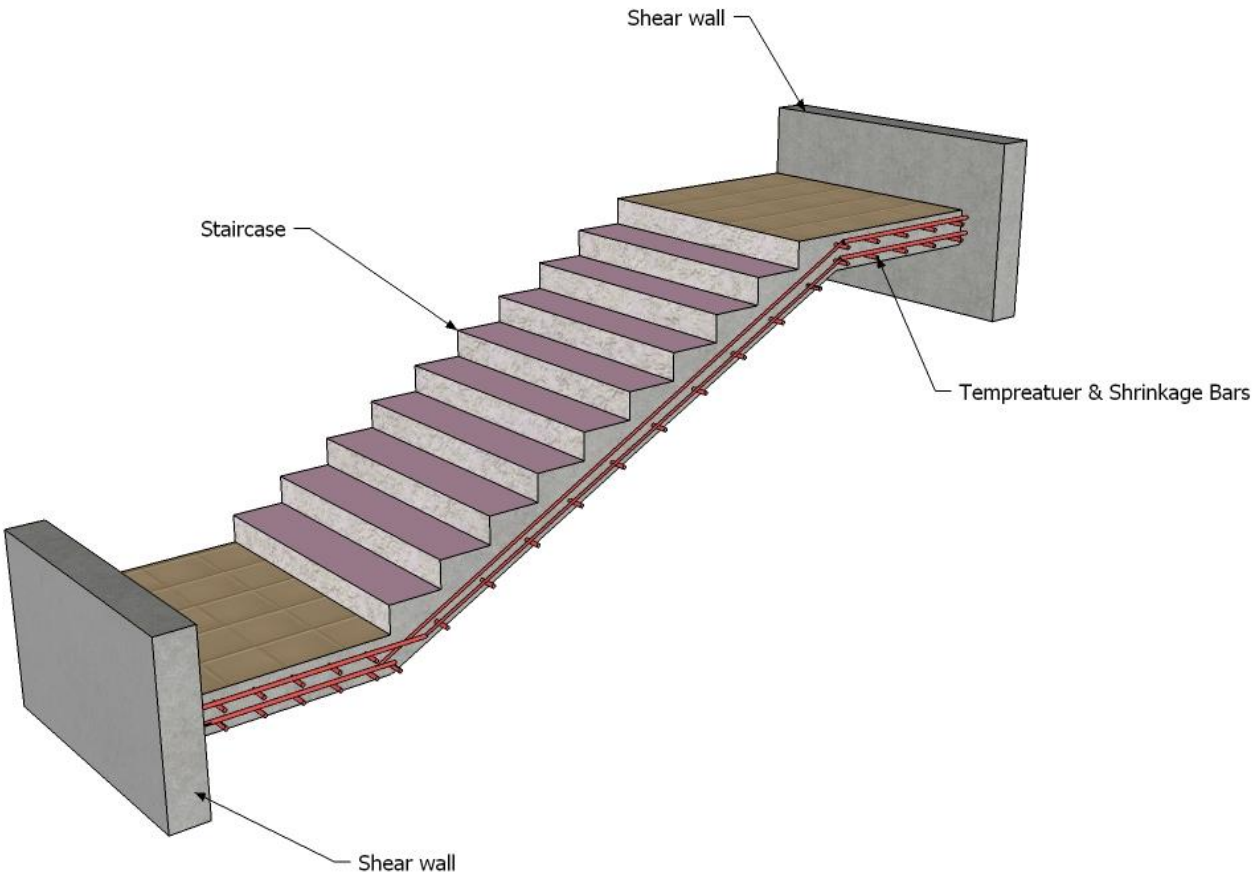
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، كما في الشكل (3-4):



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

3-6-2 الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (3-6).



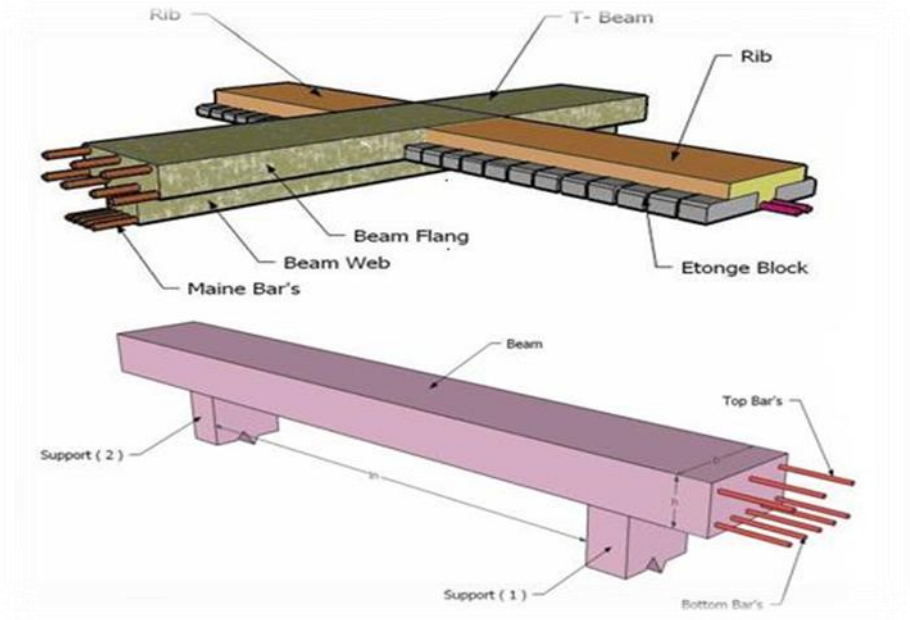
الشكل (3 –5) : الدرج .

3-6-3 الجسور:-

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

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

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



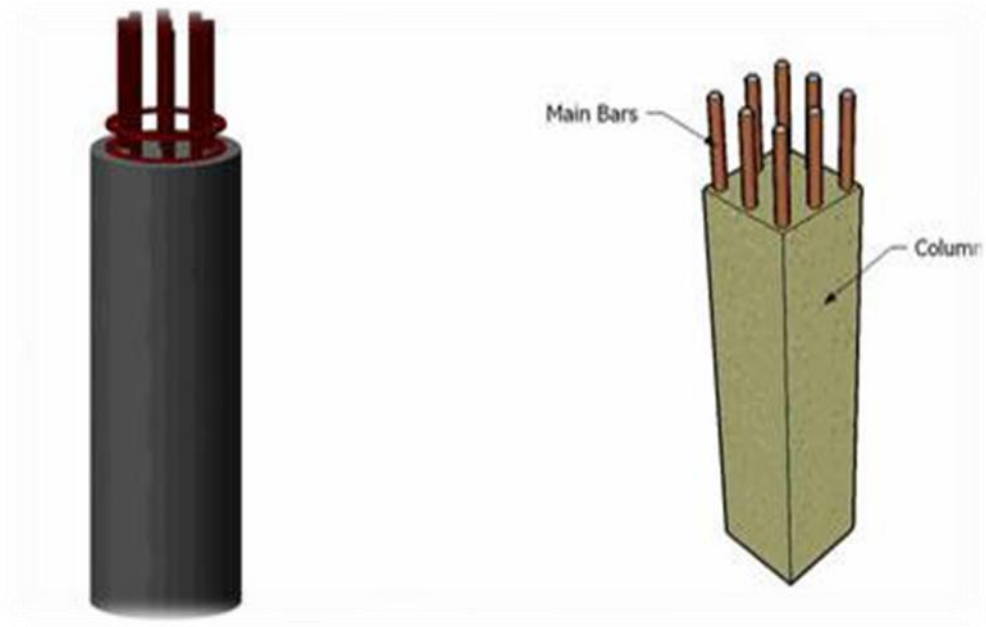
الشكل (3 – 6) : انواع الجسور المستخدمة في المشروع .

3-6-4 الأعمدة:

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

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

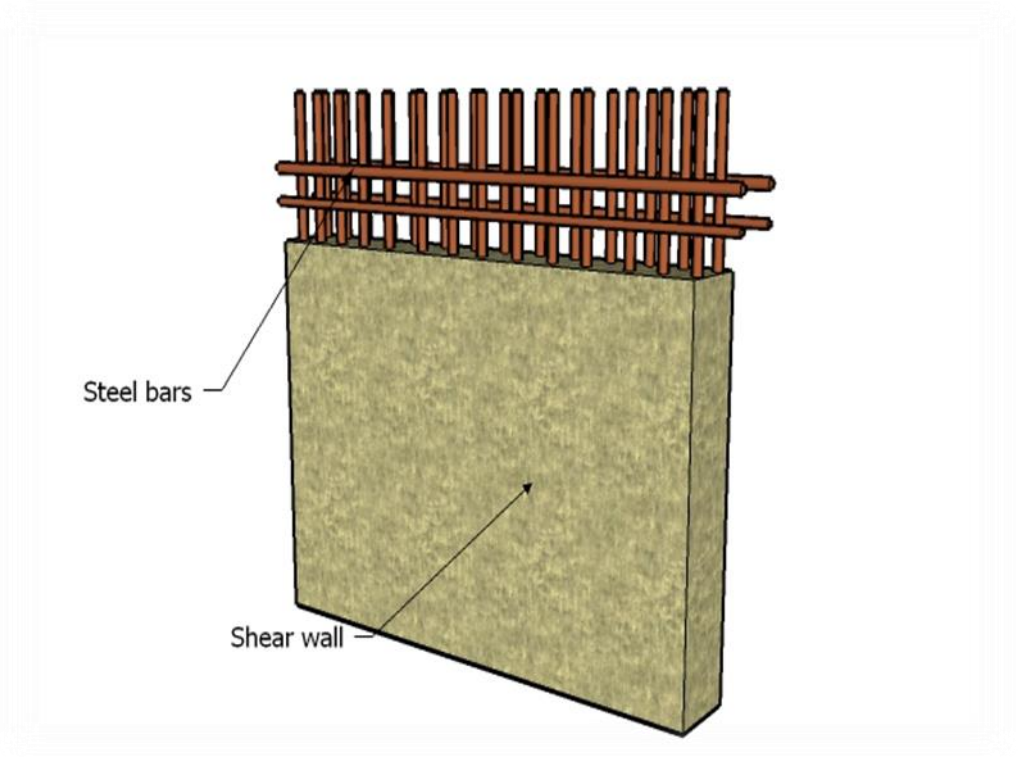
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي: منها المستطيل والدائري ،والمربع ، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية كما في الشكل (3-8).



الشكل (3 – 7) : انواع الاعمدة .

3-6-5 جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (3-9).



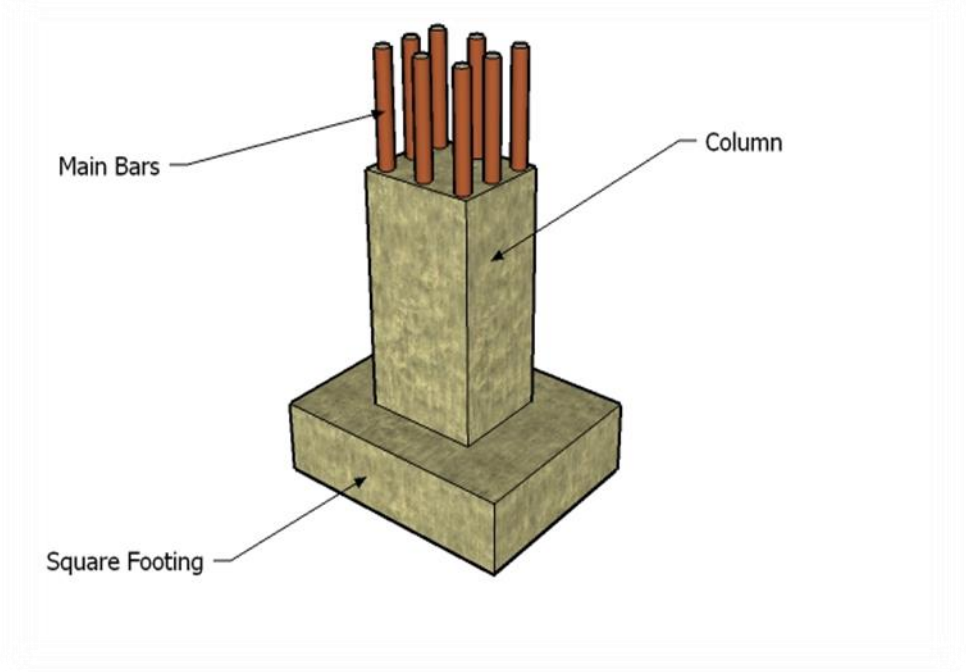
الشكل (3-8): جدار قص .

3-6-6 الأساسات:

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

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

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



الشكل (3 – 9) : اساس مفرد .

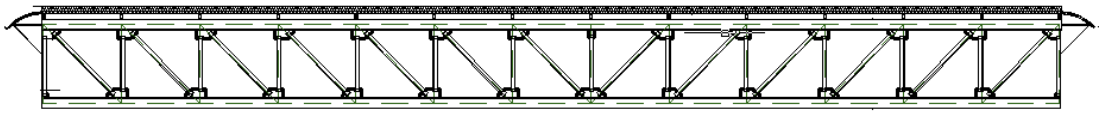
7-3 فواصل التمدد (Expansions Joints)

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إل 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 .

3- 8 -:Truss

هو عنصر إنشائي يتألف من مجموعه من الوحدات المثلثية المترابطه فيما بينها ، بحيث يتم تركيب أجزاء الـ Truss اللحام ، و يتميز بخفة وزنة و فضاءاتة الكبيرة .



3-9 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Atir Software for Structural Calculations.
4. Safe Pro.
5. ETAPs Pro.
6. STAAD Pro.

2 الفصل الثاني : الوصف المِـعمَـاري

2-1 المقدمة.
2-2 لمحة عامة عن المشروع.
2-3 موقع المشروع.
2-4 وصف طوابق المشروع.
2-5 الواجهات.
2-6 وصف الحركة والمداخل.
2-7 المواقع.
2-8 المداخل.

2-1 مقدمة :

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

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

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

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

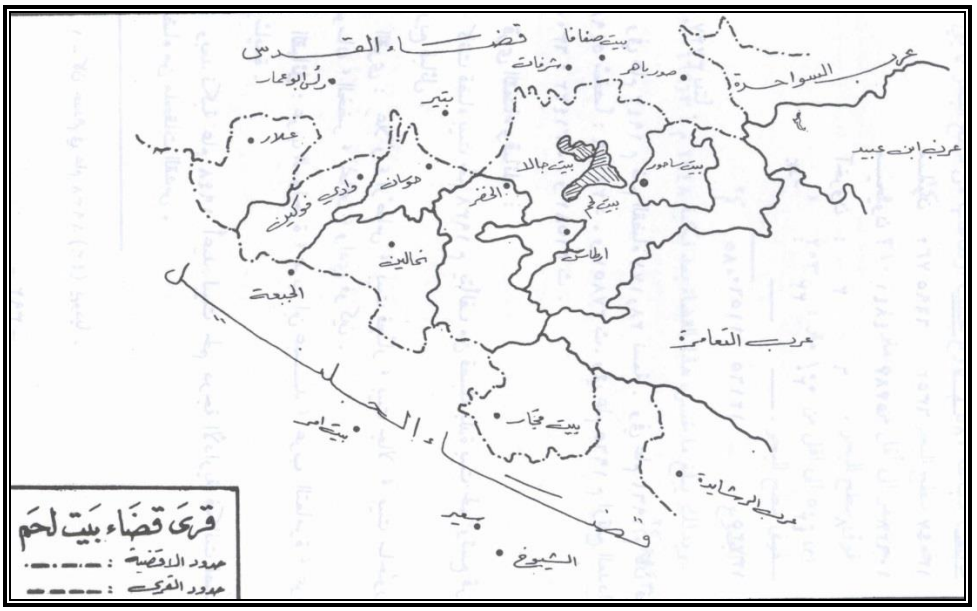
يقع المشروع في منطقة بيت ساحور في مدينة بيت لحم مكون من خمسة طوابق ، تجمع بين الأقسام المختلفة للتعليم وأيضا لها جانب خاص يتركز في الرياضه فتحتوي على قاعة رياضيه وأيضا بأحتوائها على مسبح وغرف تغير لكل من القاعه الرياضية والمسبح للذكور والإناث، وكما وتحتوي على قاعات التدريس لممارسة العمليه التعليمية وبالاضافة إلى وجود قسم خاص برياض الاطفال، وغرفة الموسيقى والممرات الواصله بينهم، وأيضا تمتاز بوجود القسم المكيانيكي لعمليات الصيانه وخدمات الحريق ، وخزان المياه الموجود في طابق التسويه الأول .

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 آراضي بلدة بيت ساحور ، شرق مدينة بيت لحم ، جنوب الضفة الغربية تقع قطعة الأرض على هضبة جبلية أثرت في اعتدال مناخها ترتفع 650 م عن سطح البحر .



الشكل (2-1) خارطة الموقع الجغرافي.

ـ أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

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

- **جغرافيه الموقع** : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
- **شبكه المواصلات** : بالإضافة الى تعدد الطرق المؤدية للموقع فهناك طرق فرعية تحيط بالأرض.
- **الغطاء النباتي** : هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .
- **أنماط المباني المحيطة** : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجاريه ،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 .

- حركة الشمس و الرياح :

تتعرض مدينة بيت ساحور إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا(جافة) واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة ،ونظرا 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.

- الرطوبة:-

يتراوح معدل الرطوبة في المدينة 64-84% في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثر في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر.

4-2 وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من خمسة طوابق ذات تنوع خدماتي موزعة وفق التالي :-

2-4-1 طابق التسوية الثاني :-

(منسوب 7.54-) بمساحة تقدر 1136.01 م^2.

- يتكون طابق التسوية الثاني من بركة السباحه وغرف تغيير الملابس الخاصه للذكور والإناث، وحمامات الاستحمام لكل من الذكور والإناث ، بالاضافة إلى المرافق الصحيه و موقف سيارات ، موضحا في الشكل التالي

الشكل (2-2) مسقط طابق التسوية.

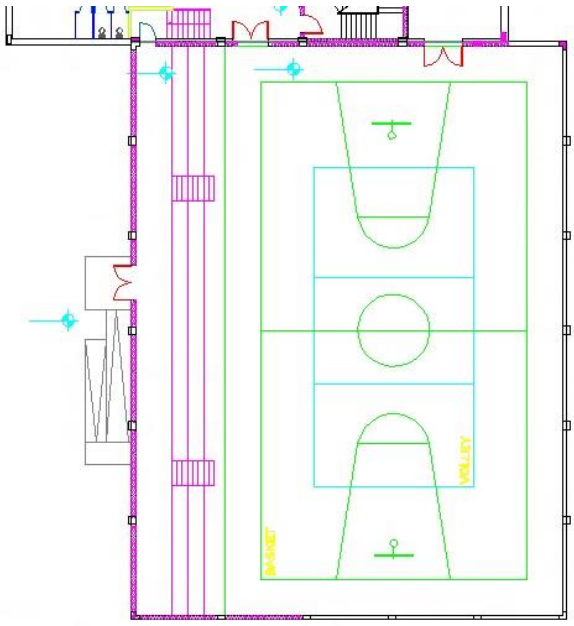
2-4-2 الطابق التسوية الأول :-

(منسوب 3.60-) بمساحة تقدر ب1094.9 م^2 .

و ينقسم الى ثلاثة أجزاء :

2-4-2-1 الجزء الأول :

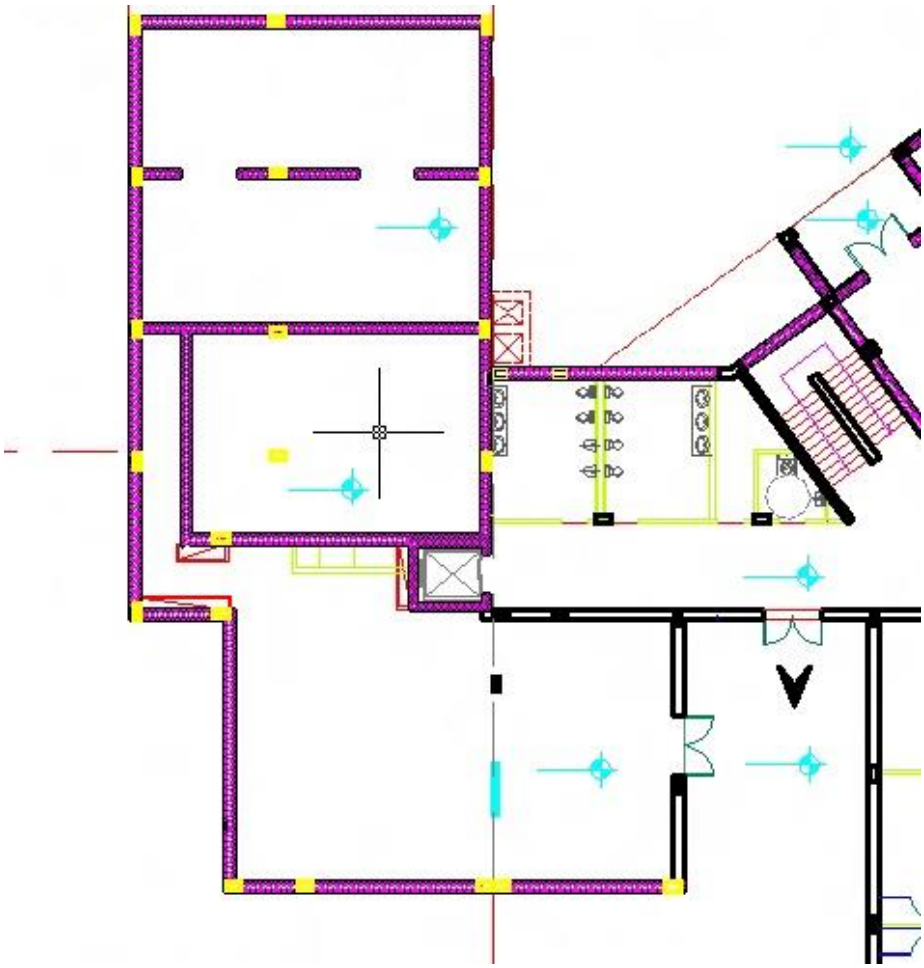
و يحتوي على قاعة رياضية ومخزن ، موضحاً كما في الشكل التالي



الشكل (2-3) مسقط طابق التسوية الجزء الأول .

2-4-2-2 الجزء الثاني :

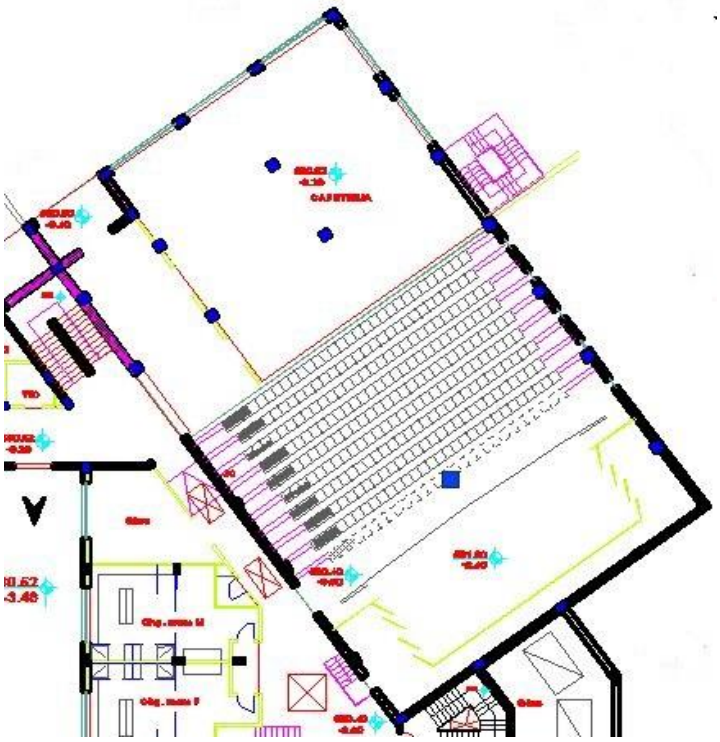
و يحتوي على قسم الميكانيكا في المدرسه وأيضا خزان مياه وخدمات الحرائق بإلاضافة إلى الممرات الواصلة بينهم وأيضا تحتوي على المرافق الصحيه للذكور والإناث، موضحاً كما في الشكل التالي .



الشكل (2-4) مسقط طابق التسوية الأول الجزء الثاني.

2-4-2-3 الجزء الثالث :

و يحتوي على النصف الأول من المسرح والمدرج الخاص به والممرات الواصله منه وإليه وأيضا يحتوي على والكافتيريا وغرف التغيير الخاصه بكلا من الذكور والإناث وبيت الدرج الذي يصل الطابق الأرضي ، موضحا كما في الشكل التالي



الشكل (2-5) مسقط طابق التسويه الأول الجزء الثالث.

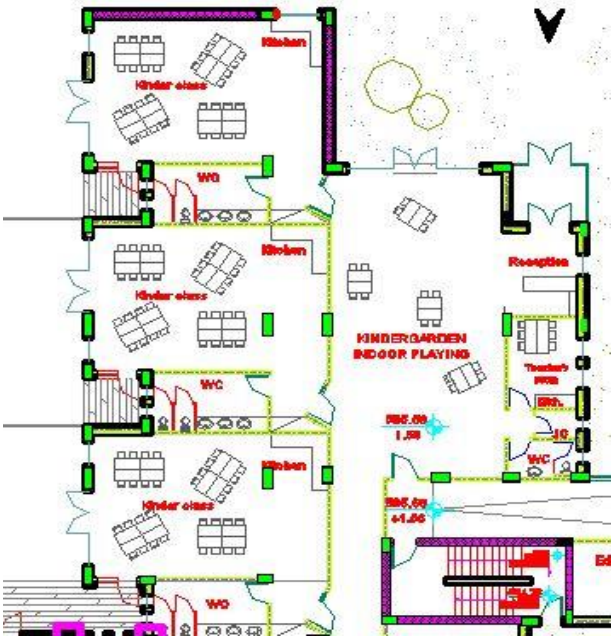
2-4-3 الطابق الأرضي :

(منسوب 0.0±)بمساحة تقدر ب 1851.89 م^2 .

و ينقسم الى ثلاثة أجزاء :

2-4-3-1 الجزء الأول :

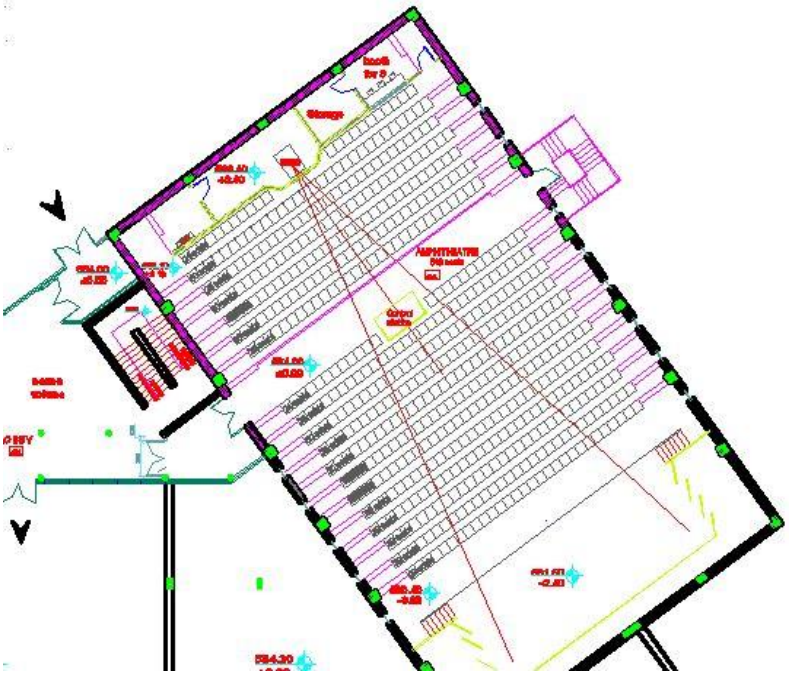
و يحتوي على مدخل للمعاقين والاستقبال ، وغرف حضانة الأطفال بالأضافة إلى الممرات الواصله منها وإليها والمرافق صحيه لهم وأيضا وجود غرف ترفيهيه للأطفال،وغرف نوم ، وغرف المعلمين ، ومخزن وغرف الميكانيكا ، كما موضح في الشكل التالي



الشكل (2-6) مسقط الطابق الارضي الجزء الأول.

2-3-4-2 الجزء الثاني :

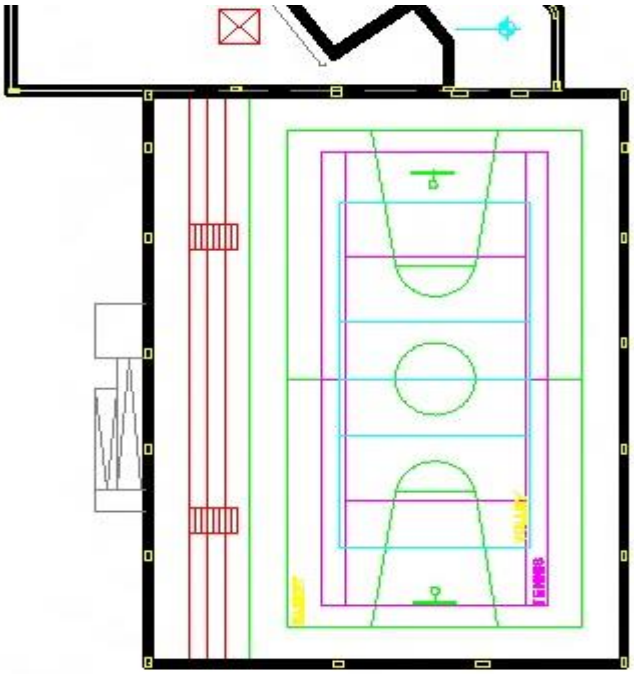
يحتوي هذا الجزء على ما تبقى من المدرج الذي يصل مستواه على ارتفاع الطابق التسوية الثاني والطابق الأرضي ومنطقة الفراغ الموجوده على المدخل وبيت الدرج الذي يصل إلى الطابق الأول ، وأيضا يحتوي على درج حديدي يصل إلى المدرج من الساحه الخارجيه للمدرسه ، كما هو موضحا في الشكل التالي.



الشكل (2-7) مسقط الطابق الارضي الجزء الثاني.

2-4-3-3 الجزء الثالث :

يضم القاعة الرياضية الواصلة على مستوى الطابق الأرضي، كما هوه موضحا في الشكل التالي



الشكل (2-8) مسقط الطابق الارضي الجزء الثالث.

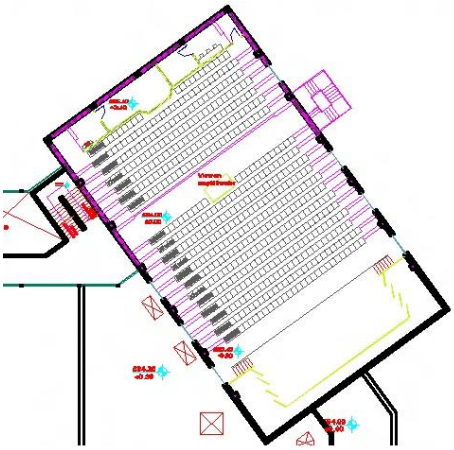
2-4-4 **الطابق الأول :-**

- منسوب (3.38) بمساحة 1893.42 م^2 .

وينقسم الى أربعة أجزاء :

2-4-4-1 الجزء الأول :

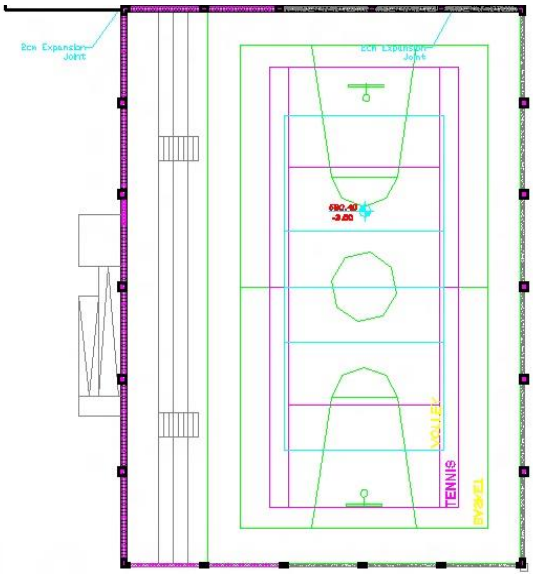
يضم المسرح والمدرج التابع له وغرف الأضاءة وغرف الصيانه والتحكم الخاصه به كما موضح في الشكل التالي



الشكل (2-9) مسقط الطابق الاول الجزء الأول.

2-4-4-2 الجزء الثاني :

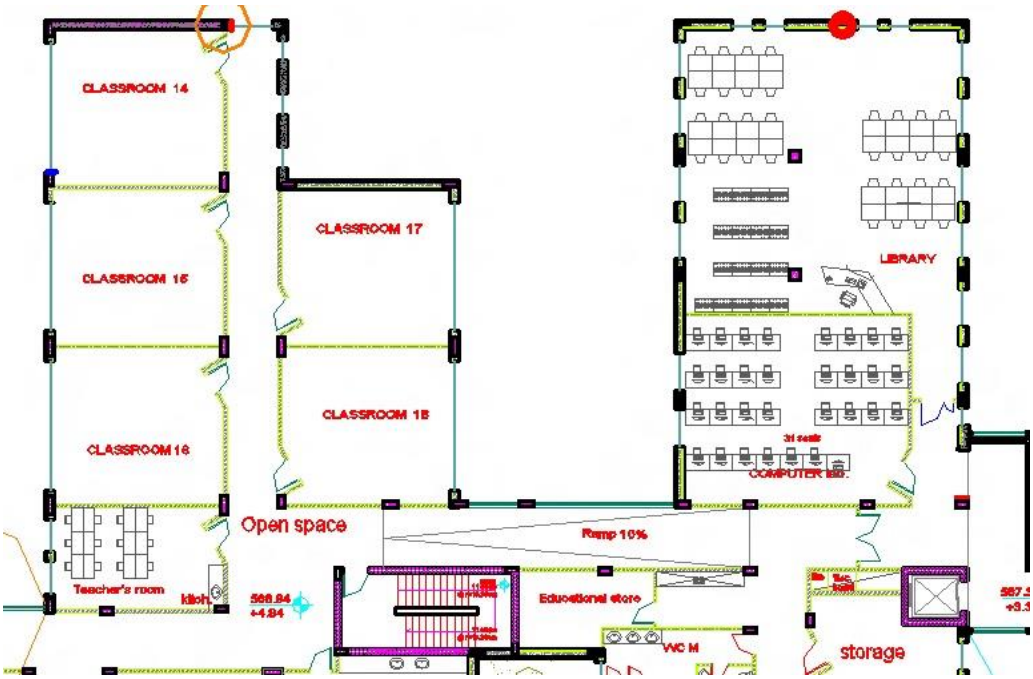
يضم أيضا القاعه الرياضية كما موضح في الشكل التالي .



الشكل (2-10) مسقط الطابق الاول الجزء الثاني.

2-4-4-3 الجزء الثالث :

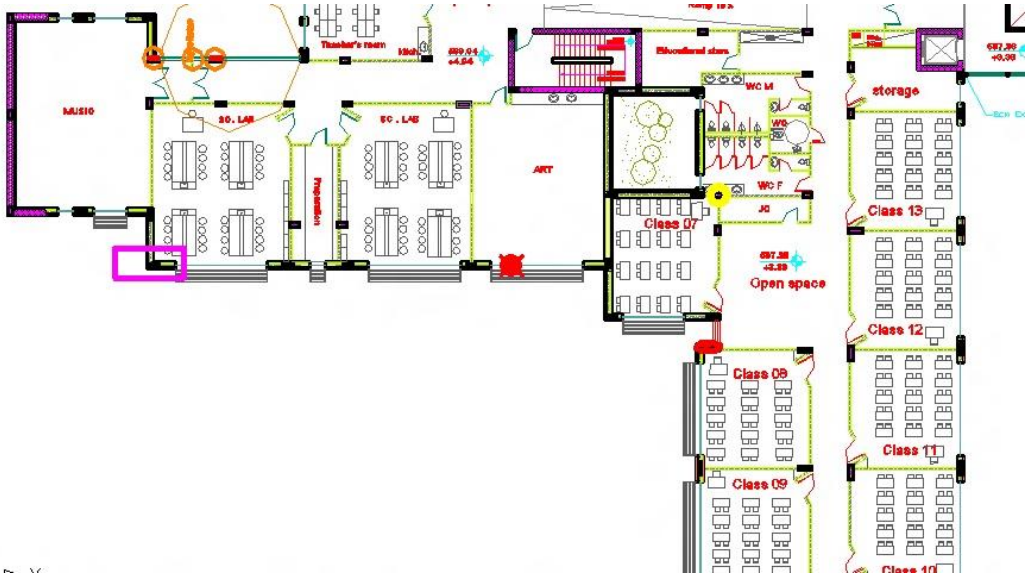
يحتوي هذا الجزء على القاعات الدارسية للطلاب وأيضا على المكتبة ومختبر الحاسوب وغرف المعلمين والممرات الواصله بين الغرف ويحتوي على Ramp بميل 10% كما هوه موضحا في الشكل التالي .



الشكل (2-11) مسقط الطابق الاول الجزء الثالث.

2-4-4-4 الجزء الرابع :

ويحتوي أيضا على القاعات الدراسية للطلبة والموافق الصحية والممرات الواصله إليها بالإضافة إلى غرفه الموسيقى و المختبرات ومصعد كهربائي وبيت الدرج الواصل للطابق الثاني كما موضح في الشكل التالي.



الشكل (2-12) مسقط الطابق الاول الجزء الرابع.

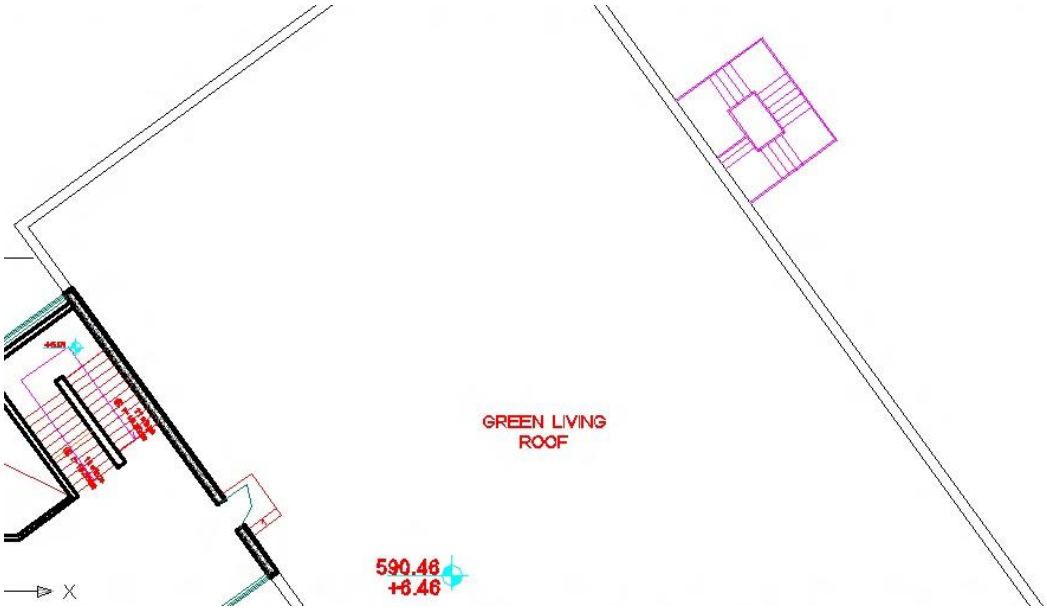
2-4-5 **الطابق الثاني :-**

- منسوب (6.76) بمساحة 1183.84 م^2 .

وينقسم الى أربعة أجزاء :

2-4-5-1 الجزء الأول :

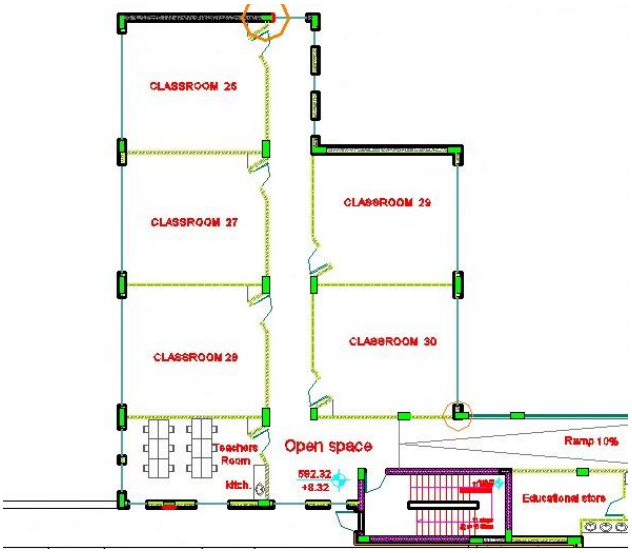
" Green roof" موجود فوق المدرج ، كما في الشكل التالي



الشكل (2-13) مسقط الطابق الثاني الجزء الأول.

2-5-4-2 الجزء الثاني :

يحتوي على قاعات دراسية ، وغرف للمعلمين ، والممرات الواصله بينها ، وأيضا الـ Ramp كما هو موضح في الشكل التالي .



الشكل (2-14) مسقط الطابق الثاني الجزء الثاني.

2-5-4-2 الجزء الثالث :

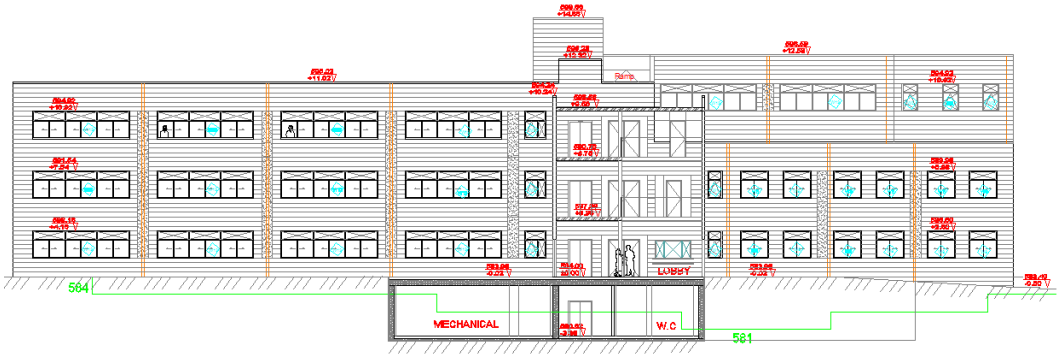
يحتوي على قاعات دراسية ، وغرف للمعلمين ، والممرات الواصله بينها ، والمرافق الصحيه وخدمات الحريق والحممات لكلا من الذكور والإناث ،كما هو موضح في الشكل التالي .

الشكل (2-15) مسقط الطابق الثاني الجزء الثالث.

5-2 الواجهات :-

1-5-2 الواجهة الشمالية :

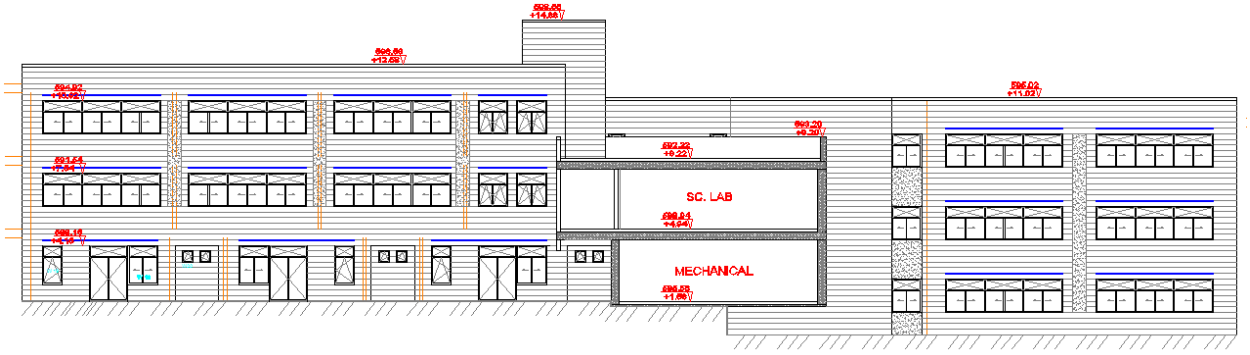
و يظهر فيها مدخل رئيسي و تتضح التكتلات في المبنى الذي يظهر الطابع المعماري، كما في الشكل التالي :



الشكل (2-16) الواجهة الشمالية.

2-5-2 الواجهة الجنوبية :

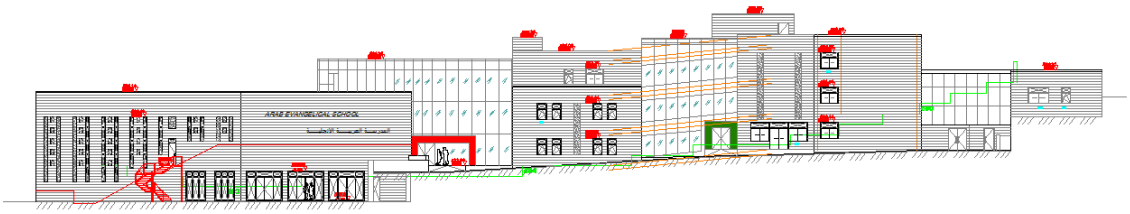
و يظهر فيها مدخر فرعي و تظهر التكتلات في المبنى الذي يظهر الطابع المعماري، كما في الشكل التالي :



الشكل (2-17) الوجهة الجنوبية.

3-5-2 الواجهة الشرقية :

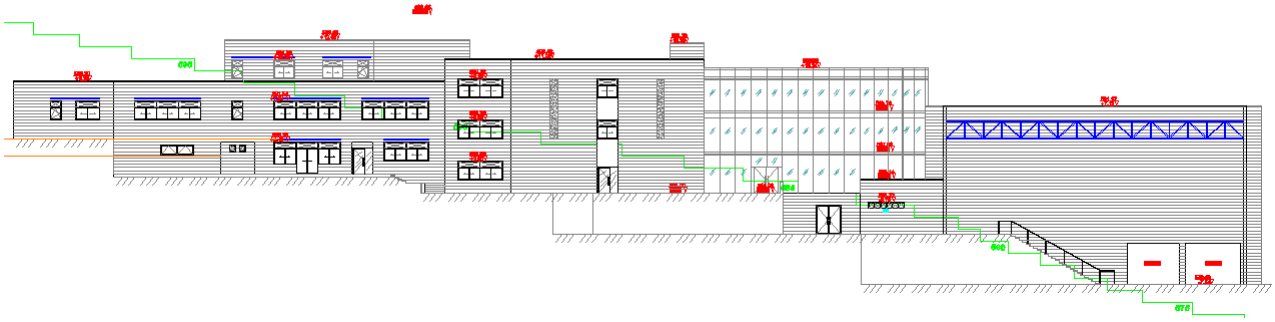
و يظهر فيها مدخل رئيسي آخر يؤدي الى الطابق الأرضي في الجزء الغربي و يظهر فيها مداخل الكافتيريا أيضا الدرج الذي يؤدي إلى المسرح في داخل المبنى ووجود الـ ramp بالقرب من المدخل الفرعي، كما في الشكل التالي :



الشكل(2-18) الواجهة الشرقية.

2-5-4 الواجهة الغربية :

و يظهر موقف السيارات وأيضا يظهر القاعه الرياضية والدرج الخارجي الذي يؤدي إليها، بالإضافة إلى مدخل رئيسي أخر يؤدي إلى داخل المبنى، ومدخل فرعي تتضح التكتلات في المبنى الذي يظهر الطابع المعماري، كما في الشكل التالي :



الشكل (2-19) الواجهة الغربية.

2-6 وصف الحركة و المداخل :-

تم تصميم المدرسة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى و وجود الـ Ramp في وسط المبنى لتسهل عملية التنقل، و يوفر التصميم انتظام في توزيع فراغات مما يوفر راحة في التنقل .

2-7 الموقع العام :-

تمييز الموقع العام بمساحاته الخضراء ذات الميل المناسب لتنقل طلاب المدرسة بكل حريه، و يحتوي الموقع على كراج للسيارات و ملاعب خاصة و مجموعه من الأعشاب والمناظر الطبيعية لتضيف عنصر جمالي للموقع.

٥

النتائج والتوصيات

٥-١ المقدمة

٥-٢ النتائج

٥-٣ التوصيات

٥-١ المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمدرسه العربية الانجيلية في بيت لحم.

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

٥-٢ 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 ٤ كغم/سم^{٢}.

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

b) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.

c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

d) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

e) Sap: لتحليل وتصميم الترس.

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 ومدروس.

٥-٣ التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا . من خلال هذه التجربة . أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.