بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "المستشفى العام لمدينة دورا" بجامعة بوليتكنك فلسطين

فلسطين-الخليل

فـريـق الـعـمـل

محمود محمد حميداتمحمد موسى هرينات

عدي محمدجبرين أنس خليل أبوفارة

إشراف :

م. سفيان الترك

أيار–٢٠١٧م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـ "المستشفى العام لمدينة دورا" بجامعة بوليتكنك فلسطين

فلسطين-الخليل

فـريـق الـعمـل

محمود محمد حميداتمحمد موسى هرينات

عدي محمد جبرين أنس خليلأبوفارة

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

توقيع مشرف المشروع **توقيع رئيس الدائرة**

م. سفيان التركم. فيضي شبانة

....

أيار–٢٠١٧م

الإهـــــداء

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتنا، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسنا، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لنا الدرب، إلى من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضينا القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومنا وبلسماً لحياتنا، إلى من آثروا الحرمان لنكتفي نحن فيكتفون ونرتفع نحن فيرتفعون، إلى آبائنا وأمهاتنا العظام الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، **إ**ليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

كما ونهدي هذا العمل إلى كل **الأساتذة** و الأهل **والأخوة والأصدقاء** الذين وقفوا **وما**يزالون إلى جانبنا في السراء والضراء، وبوجودهم تذوقنا طعم الحياة وحلاوة الأوقات وبمحبتهم وعطائهم تجاوزنا الصعاب وبلغنا الأهداف.

فـريـق الـعـمـل

شــــكــر وتــــقــديـــر

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر عدد الأوراق والأشجار، وعدد ما ذكره الذاكرون الأبرار، وعدد ما سبح الطير وطار وما تعاقب الليل والنهار، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

ونخص بالشكر أستاذنا الفاضل المهندس سفيان الترك المشرف والموجة، الذي لم يتوانى ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا وبكل سعة صدر، ولم يدخر جهدا في توجيهنا والأخذ بأيدينا إلى طريق النجاح.

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طول فترة الدراسة.

ونشكر زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما تذوقنا حلاوة العلم، ولا شعرنا بمتعة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فكل الشكر لآبائنا وأمهاتنا أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلنا إليه.

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ "المستشفى العام لمدينة دورا" بجامعة بوليتكنك فلسطين

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري فتوزيع **الأعمدة وحساب** الأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق الإنشائي.

يتكون المبنى من خمسة طوابق ، **وتبلغ المساحة** الإجمالية (١٧٥٨٣)**متر مربع ،** ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، **إضافة إلى** أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية **في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات** الخراسانية ، وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية .

من الجدير بالذكر أنه **تم استخدام الكو**د الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع **فقد تم استخدام الكود** الأمريكي (ACI_318_08) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه **اعتمدنا على بعض برامج الحاسوب مثل** :-

Autocad (2014), Atir, Google Sketch Up, Microsoft Office XP,Etabs 2016 ,Safe 2016 .

وتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى ، ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design For"Dora General Hospital" InDora City

The idea of this project can be summarized by preparing Dora General Hospital. Which consists of all facilities that should be available in any Hospital.

The project is consists of five floors, and the total area of the building is 17583 meter square, the design of the project is based on the multiplicity of spatial cluster and distributed consistently aesthetically and functional .

We used ACI-318 code and structural designing programs such, ATIR, AutoCAD (2014), and we studied some old graduation projects, and the project will include detailed structural study of identified and analysis of the construction elements and the expected various loads, and then the structural design of elements and the preparation of shop drawings based on the prepared design

God grants success

فهرس المحتويات Table of Contents

فهرس الجداول

فهرس الأشكال

List of Figures

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **$A_s^{`}$ =** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s**= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension

reinforcement.

- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **$f_c^{`}$** = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction,

  measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.

- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$**=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area

1

الفصل الأول

المُقَدِمَة

١-١ المقدمة :

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

فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع.

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

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

١- ٢ أهداف المشروع :

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

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

١-٣ مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال قمنا بتحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، حيث قمنا باعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٤ حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث بدأنا العمل على ذلك في الفصل الماضي من خلال مقدمة مشروع التخرج ، وقمنا باستكمال العمل خلال مساق مشروع التخرج خلال هذا الفصل.

١-٥ المسلمات :

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12, Safe, Etabs, Stad pro)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point, Excel, AutoCAD

١- ٦ فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة.
٢- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات.

١-٧ الجدول الزمني للمشروع :

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

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

جدول (١-١): الجدول الزمني للمشروع.

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

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

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

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

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

Structural concrete can be classified into:-

Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m3.

Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.

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

4-2 Design Method and Requirements

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

✓ **Strength design method:-**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.
This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.
The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:-

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

- Code:-
  ACI 2008
  UBC

- Material:-
  Concrete:-B300
  $fc' = 30\,N/mm^2\,(MPa)$ For circular section
  but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24\,MPa$).

  Reinforcement steel:-

  The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm^2 (MPa)}.

✓ **Factored loads:-**

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

$W_u = 1.2\,D_L + 1.6\,L_L$ ACI-code-318-08(9.2.1)

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member

Table4-1 :- Minimum Thickness of Nonprestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflections are Calculated. **(ACI 318M-11)**.

Minimum thickness (h)				
Member	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
solid one way slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Table (4.1): Check of Minimum Thickness of Structural Member.

For Rib :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=5.٠0/18.5=27.3cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=4.65/21=22cm

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=5.5/18.5=29.7cm

Take h = 35 cm

27 cm block + 8 cm topping = 35cm

For Beam :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=3.7/18.5=20cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=3.4/21=16cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=4.8/21=22.8cm

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=3.7/18.5=20cm

Take h = 35 cm

4.4 Design of Topping

- ✓ **Statically System For Topping :-**

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

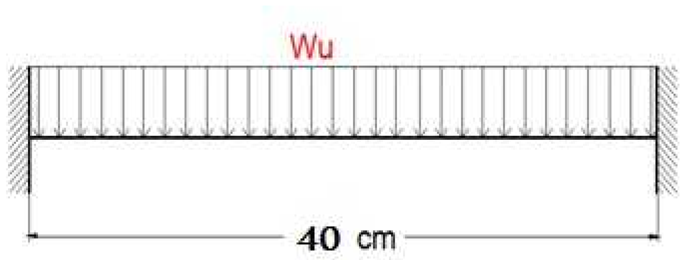


Fig 4.1: Topping Load.

- ✓ **Load Calculations:-**

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.02*22*1 = 0.44 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m	
		Sum =	4.32KN/m

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping.

Live Load :-

L_L =5 KN/m^2

L_L =5 KN/m^2×1m=5KN/m

Factored Load :-

W_U = 1.2 ×4.32 + 1.6×5 =13.2 KN/m

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

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

$øM_n = 0.55×0.42×1×\sqrt{24}×1066666.67×10^{-6}$ =1.21 KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.176$ KN. m (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.088$ KN. m (positive moment)

$øM_n >> M_u = 0.18$ KN. m

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

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

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

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm ***control*** **ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. $S = 380\ \frac{280}{f_s} - 2.5C_c = 380\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} - 2.5\ .20 = 330$mm**ACI 10.6.4**

<u>Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm < S_{max} = 240 mm … OK</u>

4.5 Design of One Way Rib Slab

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

bw $\geq$ 10cm…………………………………………**ACI(8.13.2)**

Select bw=12 cm

h $\leq$ 3.5*bw ………………………………..…**ACI(8.13.2)**

Select h=35cm<3.5*12= 49 cm

tf $\geq$ Ln/12$\geq$50mm …………………………………..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

❖ **Material :-**

- ⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
- ⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section :-**

- ⇒ B = 520 mm
- ⇒ Bw= 120 mm
- ⇒ h= 350 mm
- ⇒ t= 80 mm
- ⇒ d=350-20-10-12/2= 314 mm

✓ **Statically System and Dimensions:-**

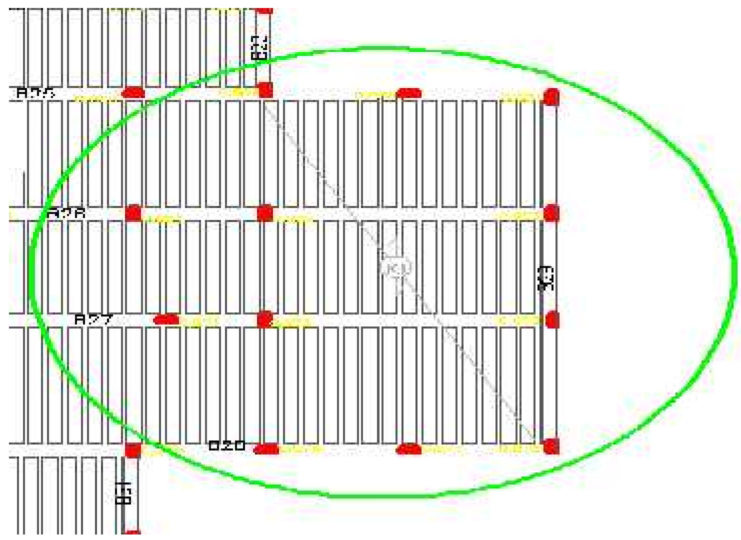


Fig 4.2: One Way Rib Slab (R1).

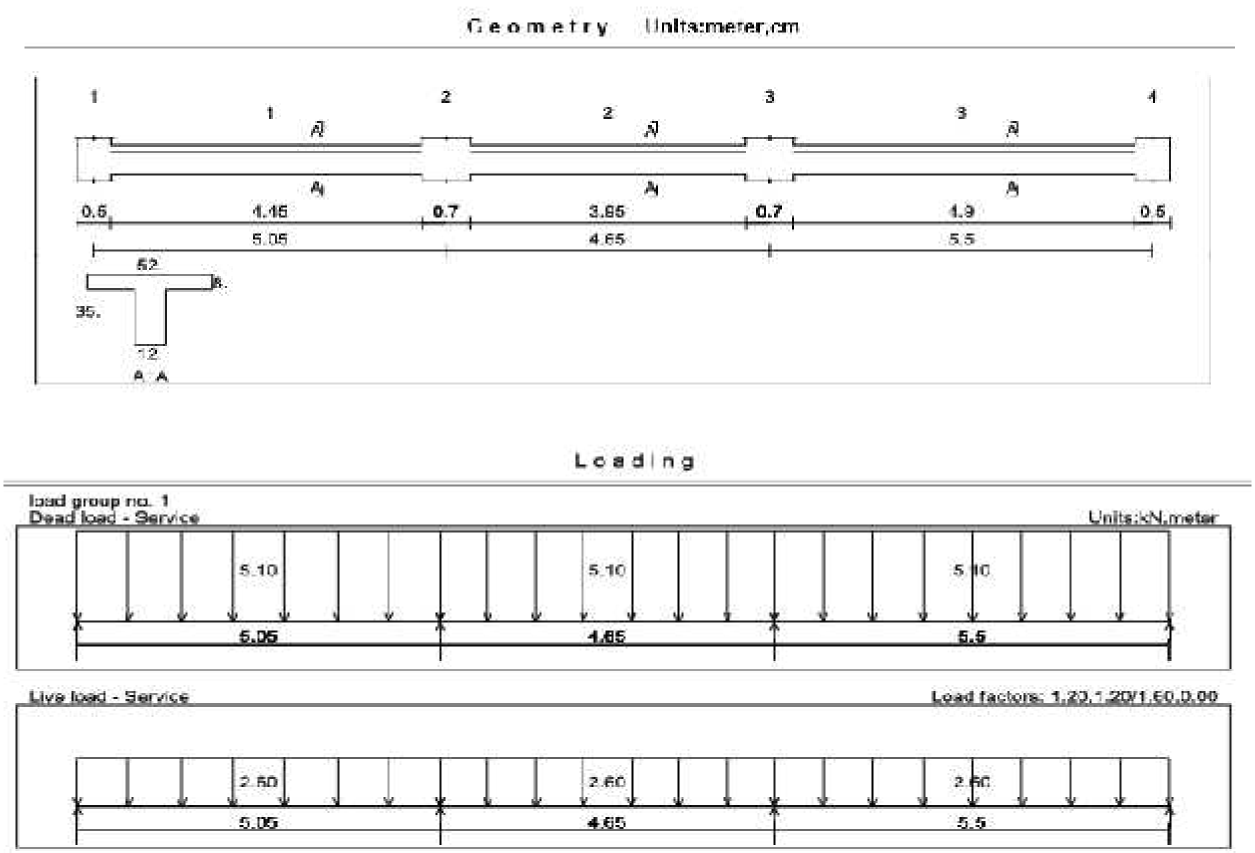


Fig 4.3: Statically System and Loads Distribution of Rib(R1).

✓ Load Calculation:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.359 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.229 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17*0.52 = 0.620 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.27*25*0.12 = 0.81 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.27*10*0.4 = 1.08 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*.52= 0.229 KN/m/rib
8	**partions**	1*0.52= 0.52 KN/m/rib
		Sum = 5.1 KN/m/rib

Table (4.3): Dead Load Calculation of Rib(R1).

Dead Load /rib = 5.1 KN/m

Live Load:-

Live load = 5 KN/M^2

Live load /rib = 5 KN/m^2 × 0.52m = 2.6 KN/m.

❖ Effective Flange Width (b_E):-**ACI-318-11 (8.10.2)**

b_E For T- section is the smallest of the following:-

b_E = L / 4 = 550/ 4 =137.5cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm. ***Control***

b_E **For T-section = 52cm .**

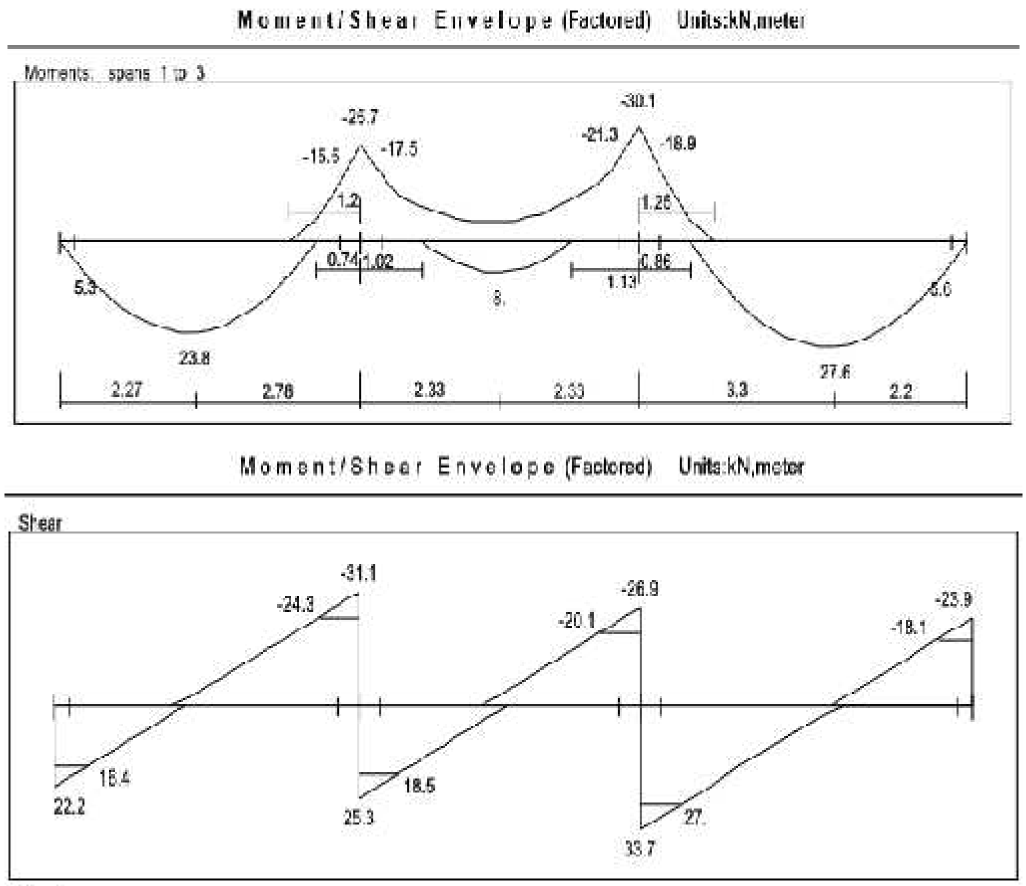


Fig 4.4: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R1).

- ✓ **Moment Design for (R 1):-**

Design of Positive Moment for (Rib1):-(Mu=23.8 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

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

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

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \; 314 - \frac{80}{2} \; \times 10^{-6} = 232.5 \text{ KN. m}$

$M_n \; \frac{M_u}{\varphi} = \frac{23.8}{0.9}$= 26.44KN.m , the section will be designed as rectangular section withb$_e$ =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{23.8 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 0.516 \; Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m} \; 1 - \; \overline{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} \; = \frac{1}{20.6} \; 1 - \; \overline{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.516}{420}} \; = 0.001244$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001244 ×520×314 = 203.12 mm^2

Check for As min:-

$A s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$

$A s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ **controls**

As_{req}= 203.12mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226 mm^2>$A_{s,required}$= 203.16 mm^2 …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ \ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\,f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times520\times24} = 8.94\ mm$

$x = \frac{a}{B_1} = \frac{8.94}{0.85} = 10.53\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{314\ -10.53}{10.53} = 0.0864 > 0.005 \qquad \mathbf{0k}$$

Design of Positive Moment for(Rib1):- (Mu=8KN.m)

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{12\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.26\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.26}{420}}\right) = 0.000623$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.000623\times520\times314 = 102\ mm^2$

Check for As min:-

$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110mm^2$

$A\,s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A\,s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$ **controls**

$A_{s,required}$= 125.6 mm^2.

Use 2 ø 10 ,$A_{s,provided}$= 157.08 mm^2>$A_{s,required}$= 125.6 mm^2 … Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm \quad \mathbf{OK}$

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{157\times420}{0.85\times520\times24} = 6.22\ mm$

$x = \frac{a}{B_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.31mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{314-7.31}{7.31} = 0.125 > 0.005 \qquad \mathbf{Ok}$$

Design of Positive Moment for(Rib1):- (Mu=27.6KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{27.6\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.598\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.598}{420}}\right) = 0.001445$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001445×520×314 = 236 mm^2

Check for As min:-

$A s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110mm^2$

$$A\,s\ \min=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A\,s\ \min=\frac{1.4}{420}(120)(314)=125.6mm^2$$ **controls**

As_{req} = 236mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2**OK**

Use 2 ø14 ,$A_{s,provided}$=308 mm^2>$A_{s,required}$= 236 mm^2… Ok

$$S=\frac{120-40-20-(2\times14)}{1}=32\ mm>d_b=14>25\ \ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a=\frac{A_s f_y}{0.85b\,f_c'}=\frac{308\times420}{0.85\times520\times24}=12.2\ mm$$

$$x=\frac{a}{B_1}=\frac{12.2}{0.85}=14.35\ mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\ \frac{d-x}{x}\ =0.003\ \frac{314-14.35}{14.35}\ =0.0626>0.005 \qquad \boldsymbol{Ok}$$

Design of Negative Moment for(Rib1):- (Mu=-17.5KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

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

$$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{17.5\times10^6}{0.9\times120\times314^2}=1.64\ Mpa$$

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

$$\rho=\frac{1}{m}\ \ 1-\ \sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\ =\frac{1}{20.6}\ \ 1-\ \sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.64}{420}}\ =0.00410$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00410×120×314 = 154.5 mm^2

Check for As min:-

$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110mm^2$

$A\,s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A\,s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$ **controls**

$As_{req} = 154.5mm^2 > As_{min} = 132.53\ mm^2$ **OK**

<u>Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226 mm^2>$A_{s,required}$= 154 mm^2… Ok</u>

$S = \frac{140-40-20-(2\times12)}{1} = 56\ mm > d_b = 12 > 25\ \ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{As.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.77\ mm$

$x = \frac{a}{B_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.62\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{314-45.62}{45.62} = 0.0176 > 0.005 \qquad \mathbf{Ok}$$

Design of Negative Moment for(Rib1):- (Mu=-21.3KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{21.3\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 2\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2}{420}}\right) = 0.00502$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00502 ×120×314 = 189.2 mm^2

Check for As min:-

$As\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$As\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110m^2$

$As\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$As\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$ **controls**

As_{req} = 189.2mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2**OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226 mm^2>$A_{s,required}$= 189.2mm^2… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ \ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\, f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.77\ mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.62mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{284-45.62}{45.62}\right) = 0.0176 > 0.005 \qquad \mathbf{0k}$$

✓ Shear Design for (R 1):-

V_u at distance d from support= 27 KN

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

$V_c = \frac{1.1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 33.84\, KN$

$øV_c = 0.75 \times 33.84 = 25.38$ KN

$0.5\, ø\, V_c = 0.5 \times 25.38 = 12.69$ KN

$0.5\, ø\, V_c < V_u < ø\, V_c$

$V_u > ø\, V_c$

for shear design, shear reinforcement is required ($A_{v,}$),

$Vs_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} bw\, d \geq \frac{1}{3}\ bw\, d$

Vs min$=\frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 314 = 11.54 kn$

$Vs_{min} = \frac{1}{3}\ bw\, d = \frac{1}{3} * 120 * 314 = 12.56 kn$

$ø(V_c+Vs_{min}) = 0.75(33.84+12.56) = 34.8$kn

$øV_c < Vu < ø\, (V_c+Vs_{min})$

$25.38 < 27 < 34.8$

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8@150 mm , $A_v = 2 \times 50.24 = 100.5\ mm^2$

$Av_{min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3} \frac{b_w s}{fyt}$

$Av_{min} = 100.5 = \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.145m$

$100.5 = \frac{1}{3}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055m$

S max$\rightarrow \frac{d}{2} = 157mm$

S max $\rightarrow \leq 600$mm

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67\ mm^2/m_{strip}$

4.6 Design of One Way Solid Slab .

✓ Determination of Thickness:-

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.20 /20 = 16 cm

Take h = 20 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For Solid slab:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	R.C	25*0.20*1= 5 Kn/m	
2	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	5.44Kn/m

Table (4.5): Dead Load Calculation of Solid slab.

Live LoadFor Solid slab:-= 10*1 =10Kn/m

✓ **System of Landing:-**

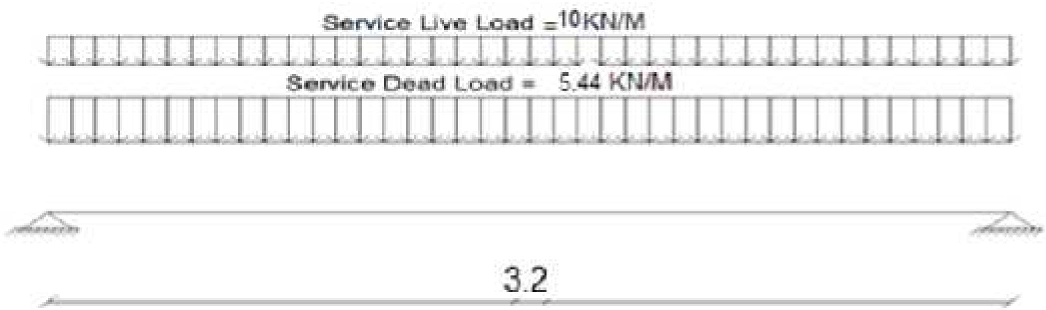


Fig 4.5 : Statically System and Loads Distribution of Solid slab .

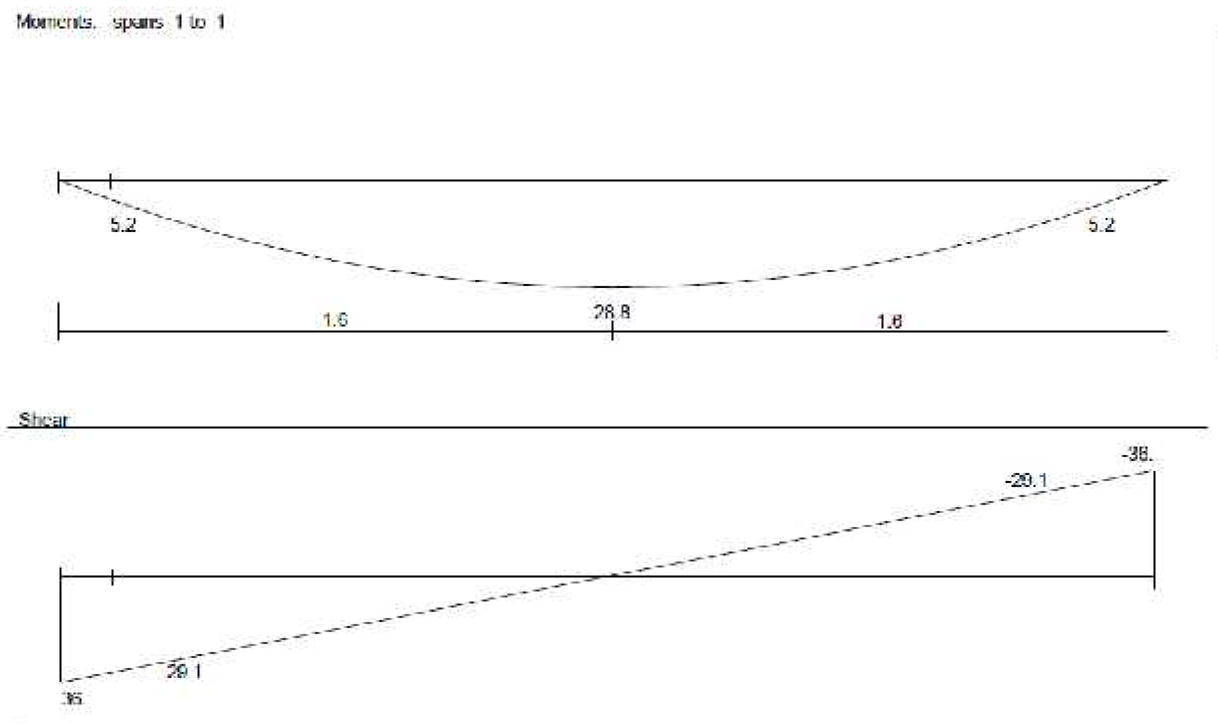


Fig 4.6 : Shear and Moment Envelope Diagram of Solid slab.

1- Design of Shear:- (Vu=29.1Kn)

Assume bar diameter ø 10 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{10}{2} = 175\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\,d == \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 175 = 142.9$ Kn

Φ* V_c = 0.75* 142.9 = 107.175Kn> Vu = 29.1Kn**…... No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=28.8Kn.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{12}{2} = 174\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{28.8\times10^6}{0.9\times1000\times175^2} = 1.045\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.045}{420}}\right) = 0.00255$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00255×1000×174 = 444.6 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*200 = 360mm^2

$A_{s,req}$=444.6mm^2>$A_{s,min}$360 mm^2**……… is control**

$A_{s,req}$=444.6mm^2**……… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 380*$\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right)$ – 2.5*20 = 330

S = 450 mm

S = 330mm **……… is control**

Use ø12@ 20 mm ,$A_{s,provided}$= 565 mm^2>$A_{s,required}$= 444.6mm^2… Ok

Check for strain:-

a =$\frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{565 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 11.63\ mm$

c=$\frac{a}{B_1} = \frac{11.63}{0.85} = 13.68\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c} = 0.003 \frac{174 - 13.68}{13.68} = 0.035 > 0.005 \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement of Solid slab :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*200 = 360 mm^2

Use ø10 @ 200 mm ,$A_{s,provided}$= 395 mm^2>$A_{s,required}$= 360 mm^2… Ok

Top Reinforcement :-

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*200 = 360 mm^2

Use mesh ø10 @ 200 mm .

4-7 Design of Beam

- **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

- **Section :-**

⇒ B = 50 cm
⇒ h= 35 cm
⇒ d=350-40-10-18/2= 291 mm

✓ Statically System and Dimensions:-

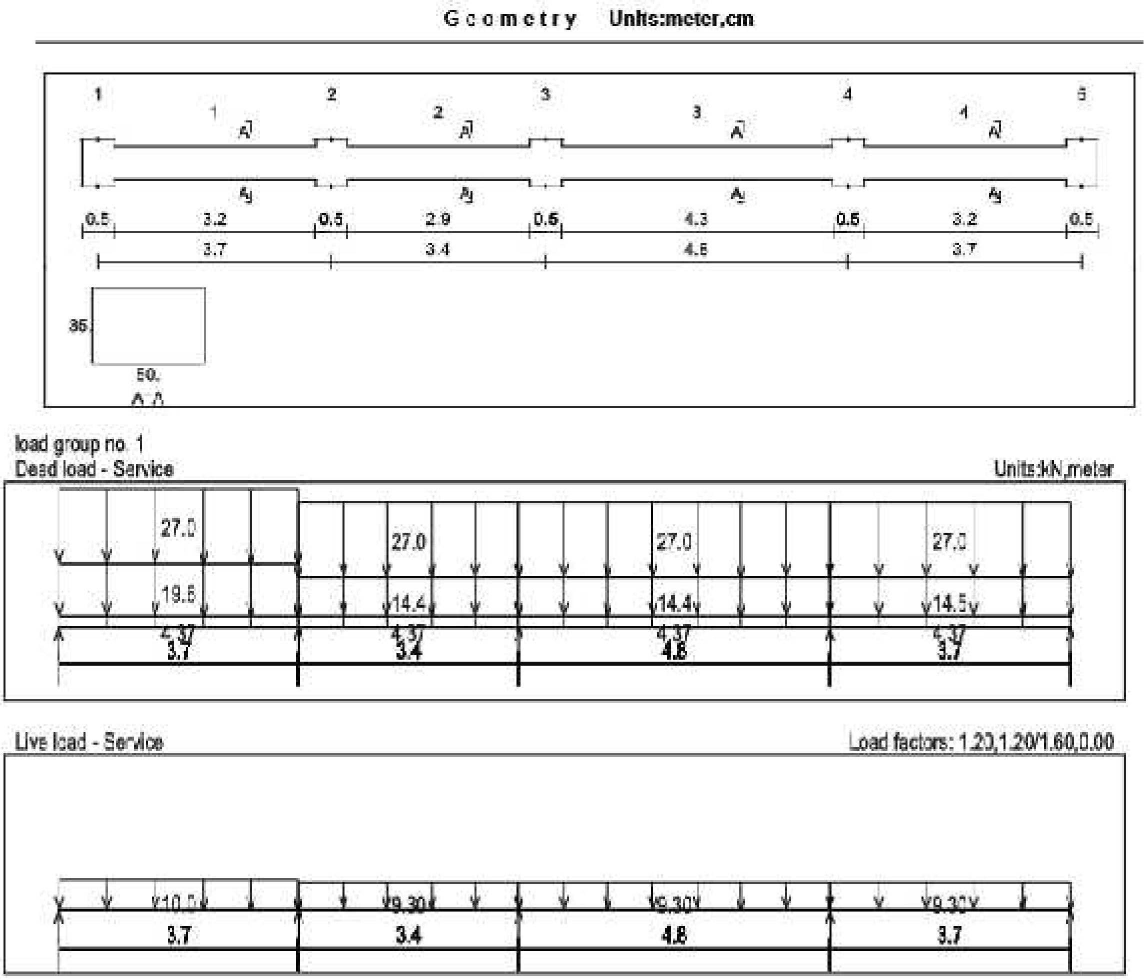


Fig 4.7: Statically System and Loads Distribution of Beam (B 11).

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B 11):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B11 can be defined from the support reactions of the R2،R3 and R5.

From Rib2

The maximum support reaction from Dead Loads for R2 upon B11 is7.54 KN, The distributed Dead Load from the R1 on B11.

DL =(7.54/ 0.52) = 14.5 KN / m

Self weight of beam = 4.37 KN / m

DL =14.5+4.37 = 18.83 KN / m

From Rib3

The maximum support reaction from Dead Loads for R3 upon B11 is7.47 KN, The distributed Dead Load from the R2 on B11

DL =(7.47/ 0.52) = 14.43 KN / m

Self weight of beam = 4.37 KN / m

DL = 14.4+4.37 = 18.8 KN /m

From Rib5

The maximum support reaction from Dead Loads for R5 upon B11is 10.2 KN, The distributed Dead Load from the R5on B11.

DL =(10.2/ 0.52) =19.61KN/m

Self weight of beam = 4.37 KN /m

DL = 19.61+4.37 = 23.98 KN /m

Dead Load from External wall

D = 3.6*0.3 *25 = 27 Kn/m

Live Load calculations for Beam (B11):-

From Rib2

The maximum support reaction from Live Loads for R2upon B 11 is 4.83KN The distributed Live Load from the Rib 2 on B11.

LL =4.83/ 0.52= 9.3 KN/m.

from Rib3

The maximum support reaction from Live Loads for R3 upon B 11 is 4.8 Kn The distributed Live Load from the Rib 3 on B11.

LL =4.8/ 0.52= 9.3 KN/m.

From Rib5

The maximum support reaction from Live Loads for R5 upon B 11 is 5.2KN The distributed Live Load from the Rib 5 on B11.

LL =5.2/ 0.52= 10 KN/m.

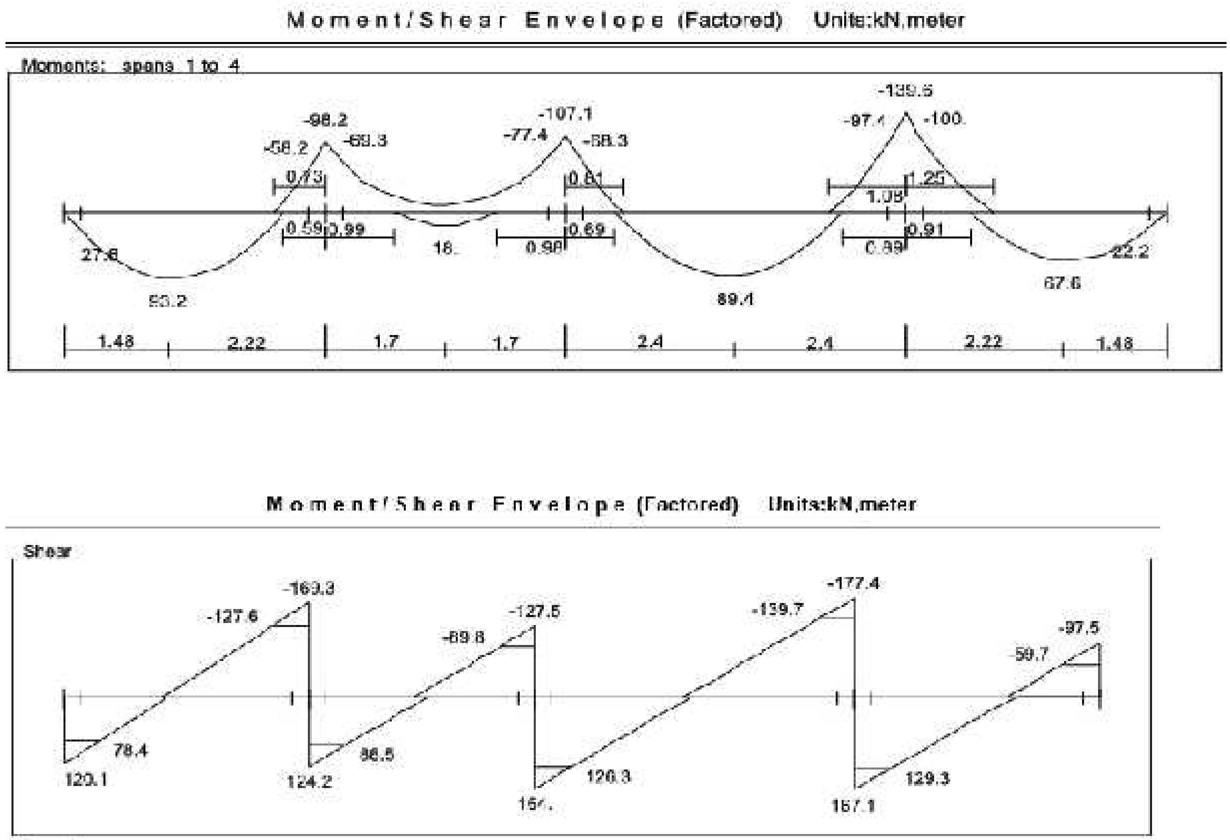


Fig 4.8: Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B11).

- ✓ **Moment Design for (B11):-**

Flexural Design of Positive Moment for(B11):-(Mu=93.2KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =350 – 40 -10 – 18\2 = 291 mm

$$x = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} . 291 = 124.7\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.x = 124.7 * 0.85 = 106\ mm$$

Mn_{max}= $0.85 * f'_c * a * b(d - \frac{a}{2})$ = 0.85*24*106*500*(291-106/2) *10^{-6}= 257.32KN.m

Ø Mn_{max} = 0.82* 257.32 = 211KN.m >93.2KN.m .

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{93.2 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 291^2} = 2.44 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.44}{420}}\right) = 0.00622$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00622 \times 500 \times 291 = 901.0\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 500 * 291 = 424.3\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 500 * 291 = 485\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 901\ mm^2$

Use 5ø 16 Bottom, $A_{s,provided} = 1005\ mm^2 > A_{s,required} = 901\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{500-40*2-20-(5\times16)}{4} = 80\ mm > d_b = 16 > 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\, f_c'} = \frac{1005 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 41.4\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.4}{0.85} = 48.7\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-48.7}{48.7}\right) = 0.0149 > 0.005 \quad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Positive Moment for(B11):-(Mu=18KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{18\times10^6}{0.9\times500\times291^2} = 0.47 Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.47}{420}}\right) = 0.001138$

$A_s = \rho.b.d = 0.001223\times500\times291 = 165.6\ mm^2.$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*500*291 = 424.3\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*500*291 = 485\ mm^2$ **Controls**

$A_s = 165.6\ mm^2$

Use 4ø14Bottom, $A_{s,provided} = 616\ mm^2 > A_{s,required} = 485\ mm^2$ … Ok

Check spacing :-

$S = \frac{500-40*2-20-(4*14)}{3} = 114.7mm > d_b = 14 > 25 \quad \boldsymbol{OK}$

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\, f_c'} = \frac{616\times420}{0.85\times500\times24} = 25.36\ mm$

$x = \frac{a}{B_1} = \frac{23.26}{0.85} = 29.84\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-29.84}{29.84}\right) = 0.026 > 0.005 \qquad \boldsymbol{Ok}$$

Flexural Design of Positive Moment for(B11):-(Mu=89.4KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{89.4 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 291^2} = 2.35\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.35}{420}}\right) = 0.00595$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00595 \times 500 \times 291 = 867\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*500*291 = 424.3\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*500*291 = 485\ mm^2$$

$A_s = 867mm^2$ **Controls**

Use 5ø 16, $A_{s,provided}$= 1005 mm^2>$A_{s,required}$= 867mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{500-40*2-20-(5*16)}{4} = 80\ mm > d_b = 16 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1005 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 41.4\ mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{37.22}{0.85} = 48.7mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-48.7}{48.7}\right) = 0.0149 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Positive Moment for(B11):-(Mu=67.6KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{67.6 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 291^2} = 1.77\ Mpa$$

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

ρ$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.77}{420}}\right) = 0.004425$

A_s = ρ.b.d = 0.004415 ×500×291 = 644 mm^2

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*500*291 = 424.3\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*500*291 = 485\ mm^2$$

A_s = 644mm^2 **Controls**

Use 5ø 14 ,$A_{s,provided}$= 770 mm^2>$A_{s,required}$= 644mm^2… Ok

Check spacing :-

S $= \frac{500-40*2-20-(5*14)}{4} = 82.5\ mm > d_b = 14 > 25 \quad \boldsymbol{OK}$

Check for strain:-

a $= \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{770 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 31.7\ mm$

x$= \frac{a}{B_1} = \frac{31.7}{0.85} = 37.3mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-31.7}{31.7}\right) = 0.0204 > 0.005 \quad \boldsymbol{Ok}$$

Flexural Design of Negative Moment for(B11):-(Mu=69.3KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{69.3 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 291^2} = 1.82\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.82}{420}}\right) = 0.00455$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00455 \times 500 \times 291 = 661.5\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 500 * 291 = 424.3\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 500 * 291 = 485\ mm^2$$

$A_s = 957.7 mm^2$ **Controls**

<u>Use5ø 14 ,$A_{s,provided}$= 770 mm^2>$A_{s,required}$= 661.5mm^2… Ok</u>

Check spacing :-

$$S = \frac{500-40*2-20-(5*14)}{4} = 82.5\ mm > d_b = 14 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{As\, f_y}{0.85 b\, f_c'} = \frac{770 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 31.7\ mm$$

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

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-37.3}{37.3}\right) = 0.0204 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for(B11):-(Mu=77.4.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{77.4 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 291^2} = 2.03\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.03}{420}}\right) = 0.0051$$

$A_s = \rho.b.d = 0.0051 \times 500 \times 291 = 742.25\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*500*291 = 424.3\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*500*291 = 485\ mm^2$$

$A_s = 1052mm^2$ **Controls**

Use5ø 14 ,$A_{s,provided}$= 770 mm^2>$A_{s,required}$= 742.25mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{500-40*2-20-(5*14)}{4} = 82.5\ mm > d_b = 14 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{As.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{770 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 31.7\ mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{31.7}{0.85} = 37.3mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{291-37.3}{37.3} = 0.0204 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for(B11):-(Mu=100 kn.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{100 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 291^2} = 2.63\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.63}{420}}\right) = 0.00671$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00671 \times 500 \times 291 = 976.63\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 500 * 291 = 424.3\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 500 * 291 = 485\ mm^2$$

$A_s = 1410 mm^2$ **Controls**

Use5ø 16 ,$A_{s,provided}$= 1005 mm^2>$A_{s,required}$= 976.63mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{500-40*2-20-(5*16)}{4} = 80\ mm > d_b = 16 > 25 \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{As.f_y}{0.85 b\, f_c'} = \frac{1005 \times 420}{0.85 \times 500 \times 24} = 41.38\ mm$$

$$x = \frac{a}{B_1} = \frac{41.38}{0.85} = 48.7\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-48.7}{48.7}\right) = 0.0149 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ Shear Design for (B 11):-

1. Case 3 :-

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8/ 150 mm , $A_v = 2 \times 50.24 = 100.5\ mm^2$

1. V_u = 139.7 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d == \frac{1}{6}\sqrt{24} * 500 * 291 = 118.8$ KN

$\Phi\ V_c = 0.75*118.8 = 89.1$ KN

$\Phi\ Vsmin \geq 0.75\ (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75 * (\frac{1}{3}) * 500 * 291 * 10^{-3} = 36.37$ KN **Controls**

$\Phi\ Vsmin \geq 0.75\ (\frac{\sqrt{fc'}}{16}) * bw * d = 0.75 * (\frac{\sqrt{24}}{16}) * 500 * 291 * 10^{-3} = 33.41$ KN

$\Phi\ Vc < Vu \leq \Phi\ Vc + \Phi\ Vsmin$

89.1<139.7 ≤ 116.4…… not satisfied

Cases 1&2&3 is not suitable

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 500 * 291 = 237.6$ KN

$\emptyset(v_c + v_{s,min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(118.8+ 36.37)<139.7< 0.75(118.8 + 237.6)

116.4 <139.7 <267.3

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 10

As =158 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{139.7}{0.75} - 118.8 = 67.47KN$

$$S = \frac{A_v f_{yt}\ d}{v_s} = \frac{158 * 420 * 291}{67.47 * 1000} = 286.2\ mm$$

$$s_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{291}{2} = 145.5\ mm \qquad \boldsymbol{control}$$

$$or \qquad s_{max} \le 600\ mm$$

Use 2 leg Φ 10 @120

4-8 Design of Stair

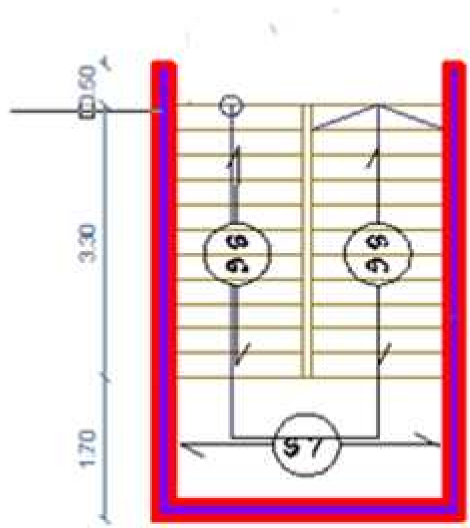


Fig 4.9: Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $F_c' = 24\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420\ N/mm^2$

1- Design of Flight :-

✓ **Determination of Thickness:-**

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.30/20 = 16.5$ cm

Take h = 25 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.3 / 30) = 28.6^o$

✓ **Load Calculation:-**

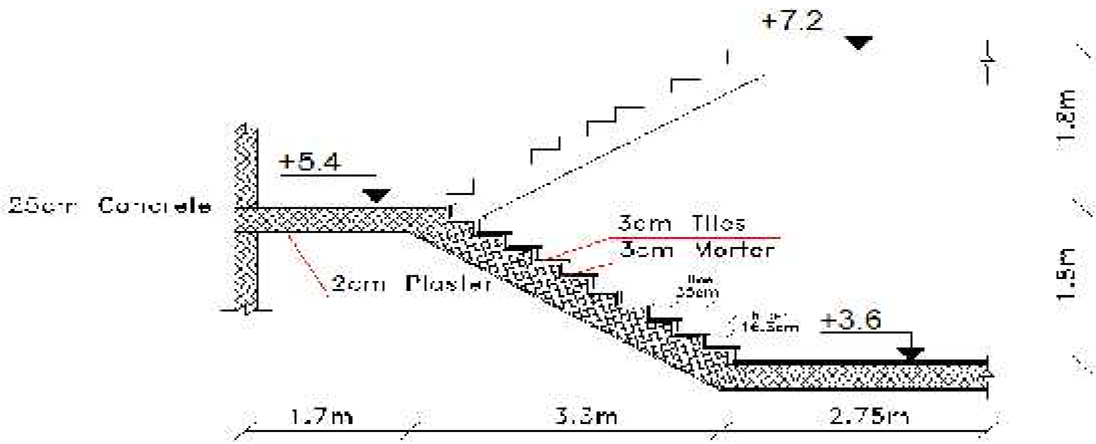


Fig 4.10:Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*((0.35+0.163)/0.3) = 1.18Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1*((0.3+0.163)/0.3) = 1.02Kn/m	
3	Stair	25*0.5*0.163*1 = 2.04Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos28.6 ^{o} = 7.11Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos28.6^o = 0.51Kn/m	
		Sum	11.9Kn/m

Table (4.6): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×11.90 + 1.6×5 =19.9Kn/m

- ✓ **System of Flight:-**

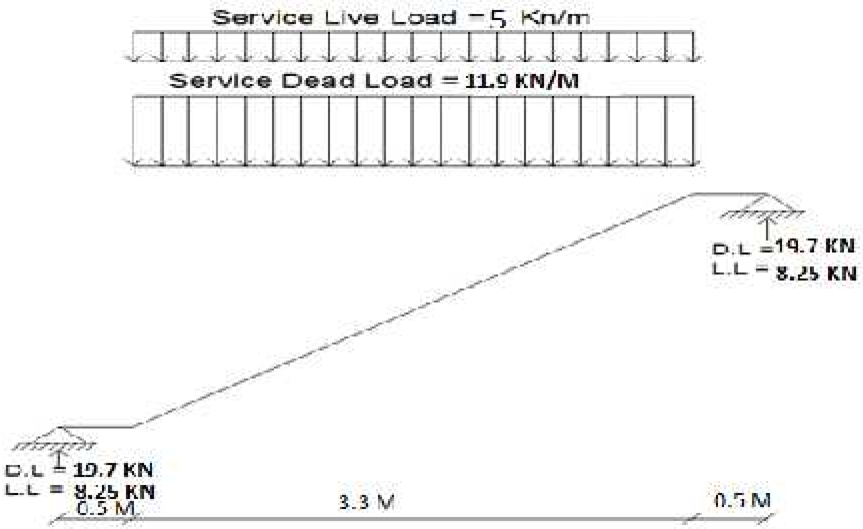
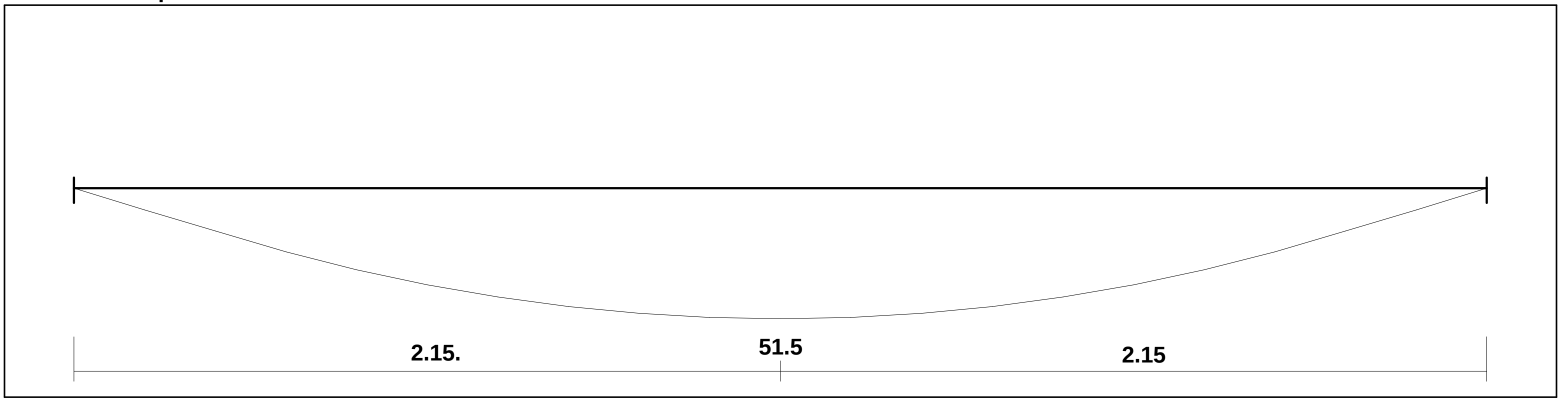


Fig 4.11: Statically System and Loads Distribution of Flight.

Moments: span 1 to 1



Shear

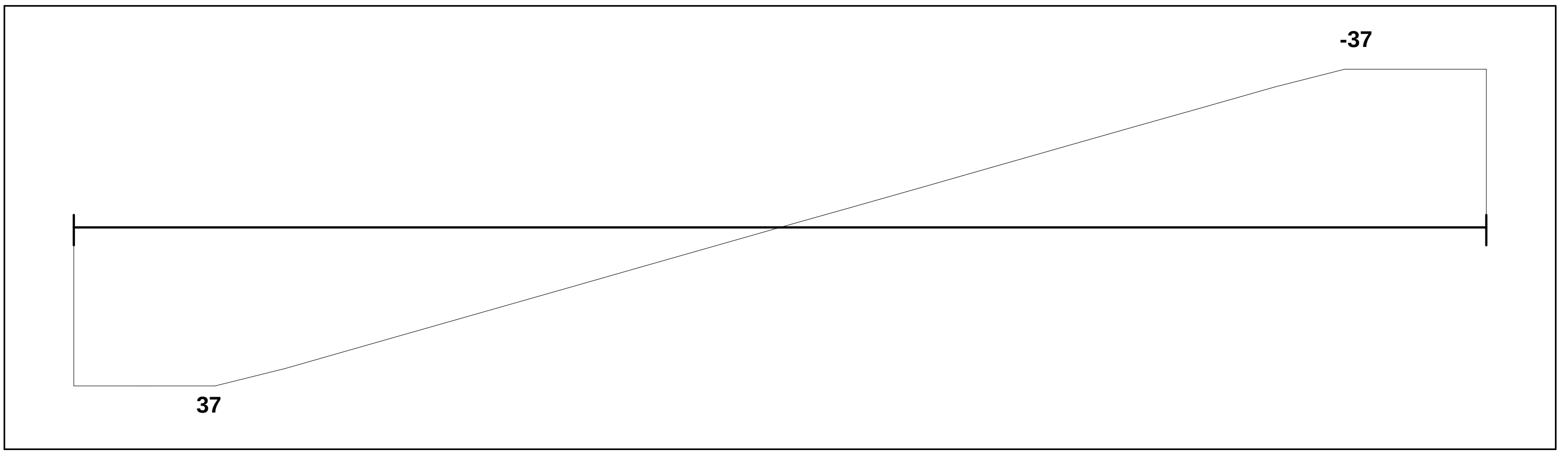


Fig 4.12: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

1- Design of Shear for Flight :- (Vu=37.0 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\ \sqrt{fc'} b_w\ d == \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

$\Phi\ V_{c\,=}$ 0.75* 182.1 = 136.6 KN > Vu = 37Kn**…… No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=51.5 Kn.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{51.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.15\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.15}{420}}\right) = 0.00282$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00282 ×1000×223 = 630 mm^2/m

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

As_{req} = 630 mm^2>$A_{s,min}$=450mm^2/m

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 380*$\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right)$ – 2.5*20 = 330

S = 450 mm

S = 330mm **……… is control**

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 770 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

a $= \frac{A_s f_y}{0.85 b\, f_c'} = \frac{770\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.85\ mm$

c$= \frac{a}{B_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{173-18.65}{18.65} = 0.025 > 0.005\ \ \ldots\ldots\ \boldsymbol{0k}$$

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

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

Use ø10@ 150mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 360mm^2… Ok

2- Design of Middle Landing :-

- ✓ **Determination of Thickness:-**

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.30 /20 = 16.5$ cm

Take h = 25 cm

- ✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For Solid 7 Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1= 6.25Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	8.04Kn/m

Table (4.7): Dead Load Calculation of Middle Landing.

Live Load For Landing = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL =19.7Kn/m
LL =8.25Kn/m

Total Dead Load = 8.04 + 19.7 = 27.74Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×27.74 + 1.6×13.25 =54.50Kn/m

✓ **System of Landing:-**

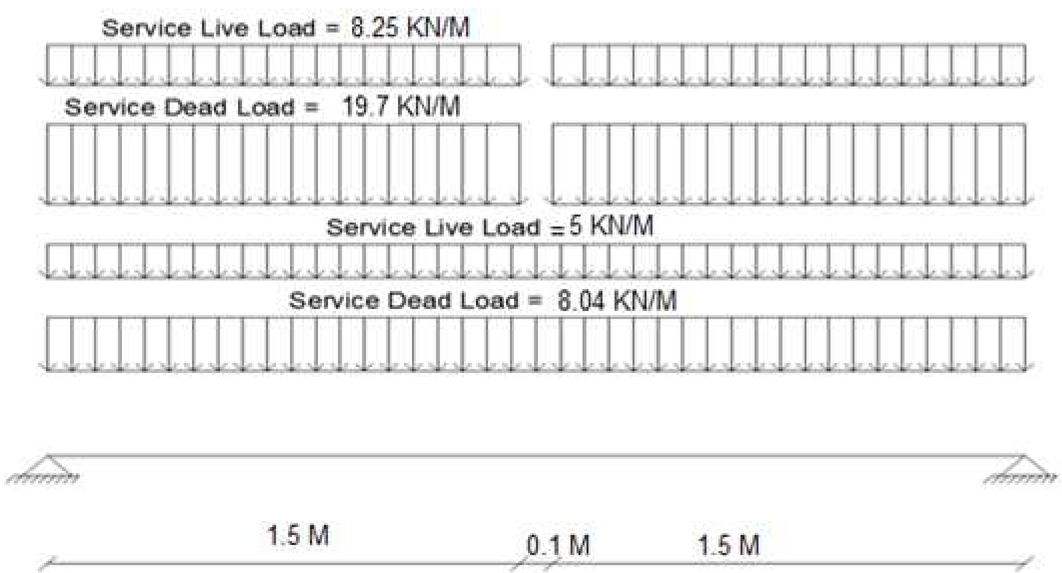


Fig 4.13: Statically System and Loads Distribution 0f Middle Landing.

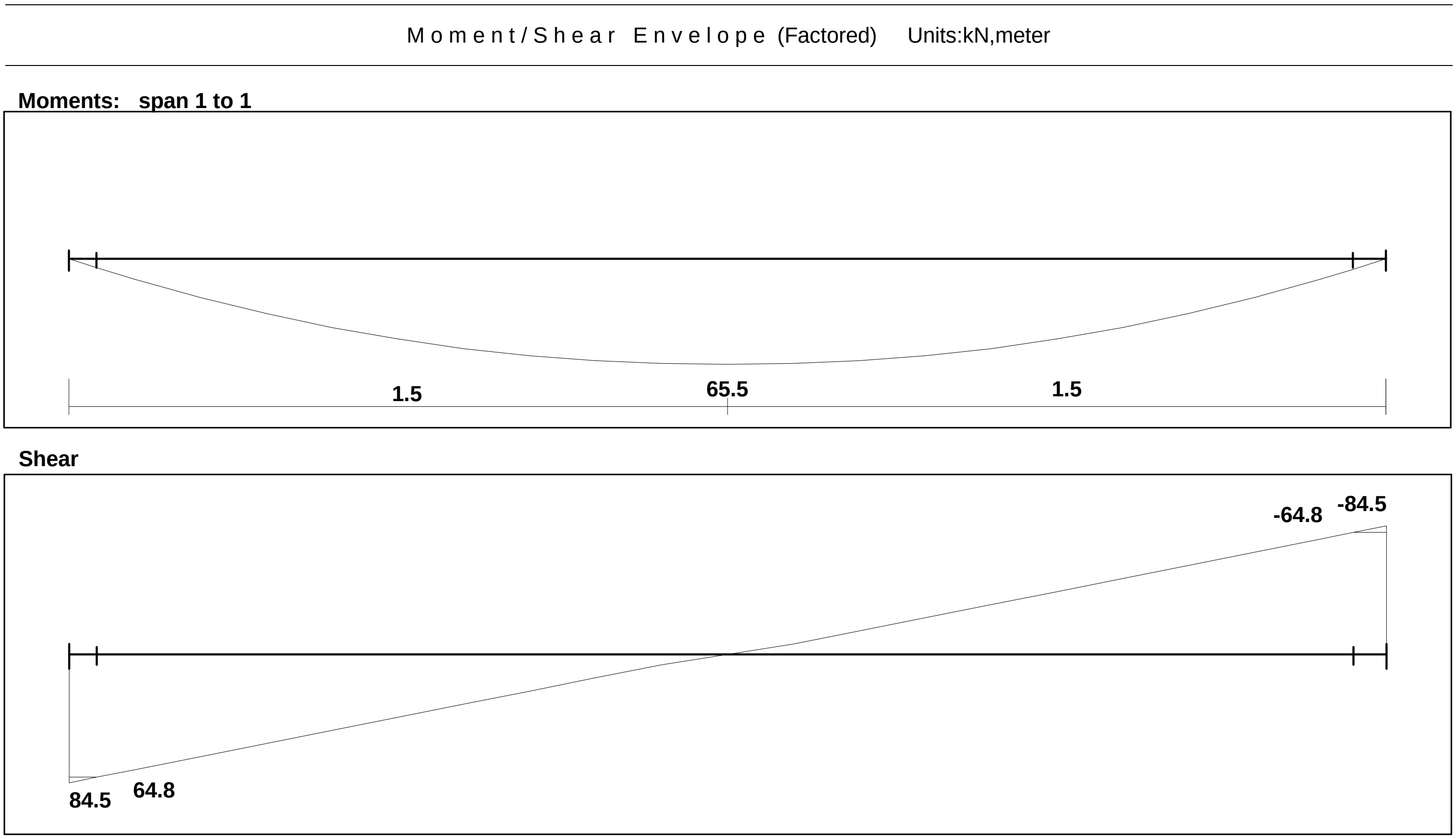


Fig 4.14: Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing.

3- Design of Shear:- (Vu=64.8Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\,b_w\,d == \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

$\Phi * V_c = 0.75 * 182.1 = 136.6$Kn> Vu = 64.8Kn**…... No shear reinforcement are required**

4- Design of Bending Moment :- (Mu=65.5Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2}=250-20-\frac{14}{2}=223\ mm$

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{65.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2}=1.46\ Mpa$

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.46}{420}}\right)=0.0036$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0036×1000×223 = 807.12 mm^2

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

$A_{s,req}$ = 807.12 mm^2**……… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 380*$\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right)$ – 2.5*20 = 330

S = 450 mm

S = 330mm **……… is control**

Use ø14@ 15mm ,$A_{s,provided}$= 1026 mm^2>$A_{s,required}$= 807.12 mm^2… Ok

Check for strain:-

a =$\frac{A_s f_y}{0.85b\ f_c'}=\frac{1026\times420}{0.85\times1000\times24}=21.14\ mm$

$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{21.14}{0.85}=24.87\ mm$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{223-24.87}{24.87}\right)=0.024>0.005\ \ldots\ldots\ \boldsymbol{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

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

Use ø10 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 450 mm^2… Ok

3 - Design of Main Landing :-

✓ **Determination of Thickness:-**

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.20 /20 = 16 cm

Take h = 35 cm

✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For middle Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.35*1= 8.75 Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	10.54 Kn/m

Table (4.8): Dead Load Calculation of Main Landing.

LiveLoadFor Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL = 19.7 Kn/m
LL = 8.25 Kn/m

Total Dead Load = 10.54 + 19.7 = 30.24 Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

FactoredLoad For Landing :-

W_U = 1.2 ×30.24 + 1.6×13.25 = 57.48 Kn/m

✓ **System of Landing:-**

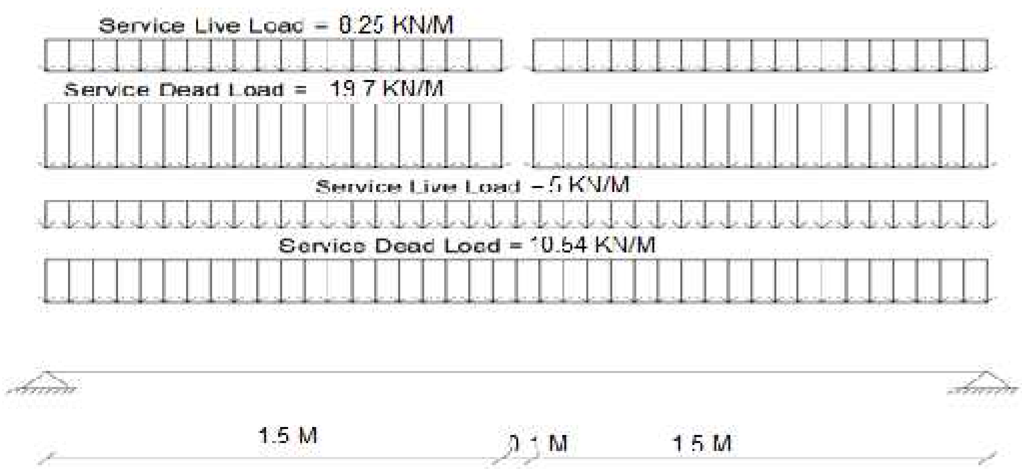


Fig 4.15 : Statically System and Loads Distribution of Main Landing.

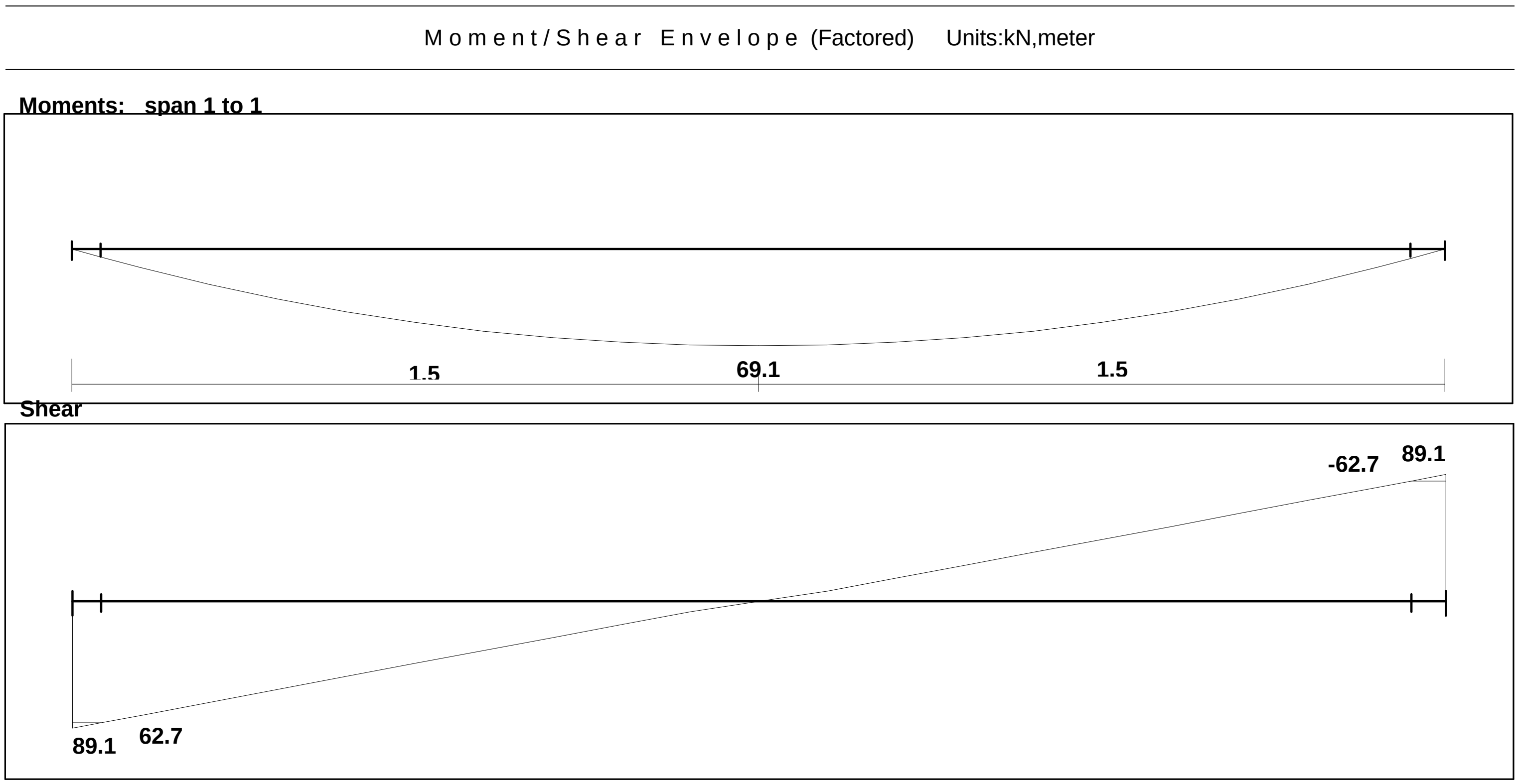


Fig 4.16 : Shear and Moment Envelope Diagram of Main Landing.

5- Design of Shear:- (Vu=62.7 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d == \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 323 = 263.7$ Kn

$\Phi * V_c =$ 0.75* 263.7 = 19.8Kn> Vu = 62.7Kn…... **No shear reinforcement are required**

6- Design of Bending Moment :- (Mu=69.1Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2}=350-20-\frac{14}{2}=323\ mm$

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset b d^2}=\frac{69.1\times10^6}{0.9\times1000\times323^2}=0.74\ Mpa$

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.74}{420}}\right)=0.0018$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0018×1000×323 = 576.6 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630mm^2

$A_{s,req}$=576.6mm^2<$A_{s,min}$630.0 mm^2**……… is control**

$A_{s,min}$630.0 mm^2**……… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 380*$\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right)$ – 2.5*20 = 330

S = 450 mm

S = 330mm **……… is control**

Use ø12@ 15 mm ,$A_{s,provided}$= 753 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

a =$\frac{A_s f_y}{0.85 b\, f_c'}=\frac{753\times420}{0.85\times1000\times24}=15.5\ mm$

$c=\frac{a}{B_1}=\frac{21.14}{0.85}=18.23\ mm$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{323-18.23}{18.23}\right)=0.05>0.005\ \ldots\ldots\ \mathbf{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630 mm^2

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 785 mm^2>$A_{s,required}$= 630 mm^2… Ok

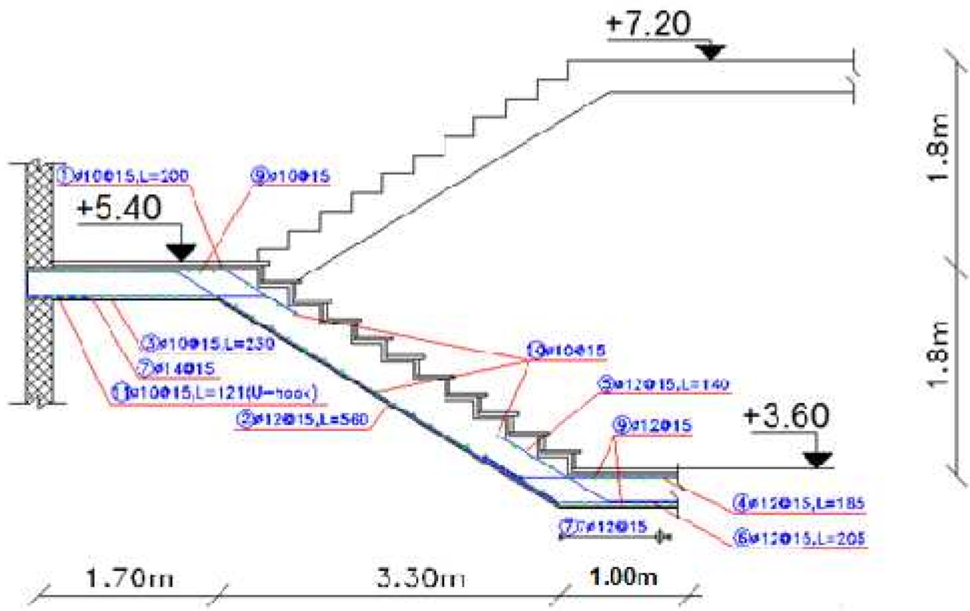


Fig 4.17:Stair Reinforcement Details.

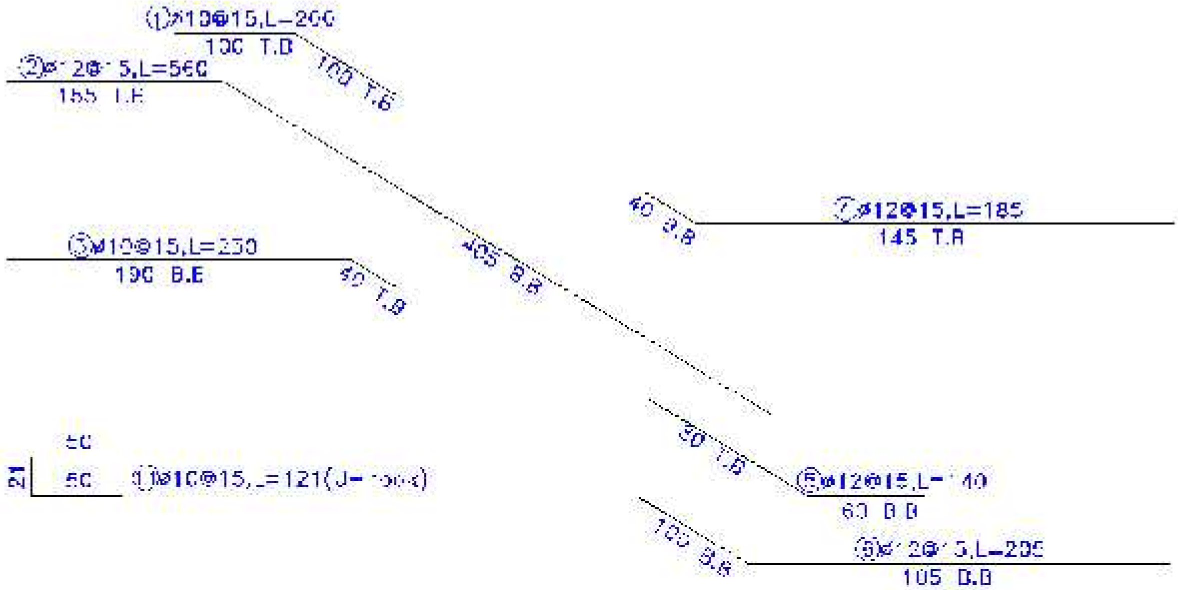


Fig 4.17:Stair Reinforcement Details.

4.9 Design of Column

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **<u>Load Calculation</u>:- (From Column Group B)**

Service Load:-

Dead Load =760KN
Live Load =730 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×760+ 1.6×730 =2080 KN

✓ **<u>Dimensions of Column</u>:-**

$Assume\ \ °g = 0.01$

¤ * Pn = 0.65 x 0.8×Ag{0.85 fc'(1− °g) + °g * Fy}

2080 = 0.65 x 0.8×Ag{0.85 * 24 (1−0.01)+0.01* 420}

Ag= 163961 mm2
Assume Rectangular Section
h = 350mm
b = 163961 /350 = 468 mm
select b = 500 mm

Fig 4.18:Column section

✓ Check Slenderness Parameter:-

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \le 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

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

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

Lu = 3.60 - 0.35= 3.25 m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about Y-axis (b= 0.50 m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \le 40$$

- $\frac{1\times 3.25}{0.3\times 0.50} = 21.6 < 22$

Column Is Short About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.350m)**

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

$$\frac{1\times 3.25}{0.3\times 0.350} = 30.95 > 22$$

Column Is Long About X-axis

✓ Minimum Eccentricity:-

$$ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$

$$\min\ ey = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 350 = 25.5mm = 0.0255\ m$$

$$ey = 0.0225\ m$$

✓ Magnification Factor:-

$$\text{¢}_{ns} = \frac{Cm}{1 - \dfrac{Pu}{0.75\ P_c}} \geq 1.0\ and \quad \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M\ 1}{M\ 2}\right) \geq 0.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{\text{®}^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1 + {}_d}$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{28} = 24870.6Mpa$$

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (760)}{2080} = 0.438 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.50 \times 0.35^3}{12} = 0.001786\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 24870 \times 0.001786}{1 + 0.438} = 12.36MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\text{®}^2 * 12.36}{(1 * 3.25)^2} = 11.53MN$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{2080}{0.75 * 11530}} = 1.31 \geq 1.0 \; and \; \leq 1.4$$

✓ Interaction Diagram:-

$$ey = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0225 \times 1.31 = 0.0295m$$

$$\frac{ey}{h} = \frac{0.0295}{0.5} = 0.06$$

$$\frac{¥}{h} = \frac{350 - 2*40 - 2*10 - 25}{350} = 0.643$$

From the interaction diagram chart

from chart A9 - a for $\frac{¥}{h} = 0.6 \rightarrow °g = 0.01$

from chart A9 - b for $\frac{¥}{h} = 0.75 \rightarrow °g = 0.01$

then for $\frac{¥}{h} = 0.643 \rightarrow °g = 0.01$

Select reinforcement

$\text{Ast} = °g \times Ag = 0.01 \times 350 * 500 = 1750mm^2$

Select 8¤20 $with \; As = 25.12mm^2 > \text{Ast} = 1750mm^2$.

✓ Design of the Stirrups:-

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

$$spacing \ \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.0 = 32 \ cm$$
$$spacing \ \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48 \ cm$$
$$spacing \ \leq least \ \dim = 35 \ cm$$

Use¤10 @ 20 *cm*

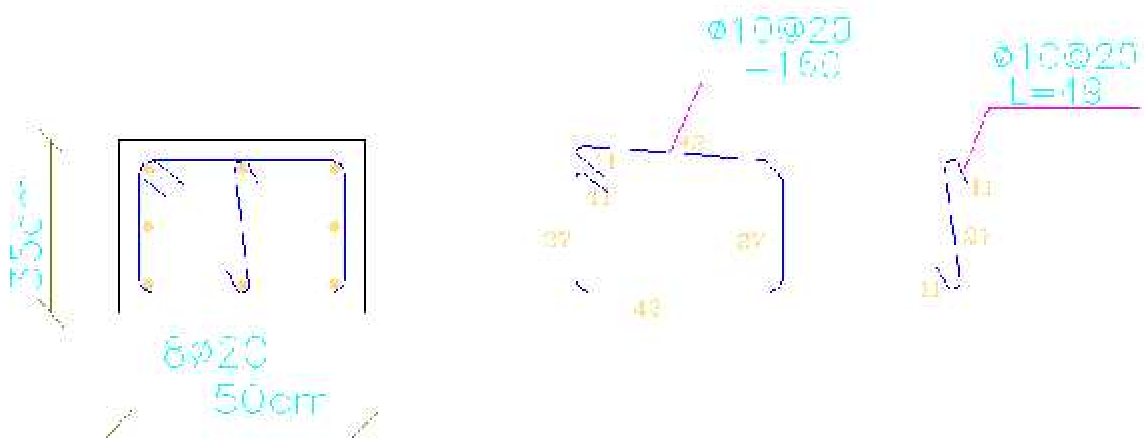


Fig 4.19:Column Reinforcement Details.

4.10 Design of Shear Wall

Fig 4.20:Shear Wall.

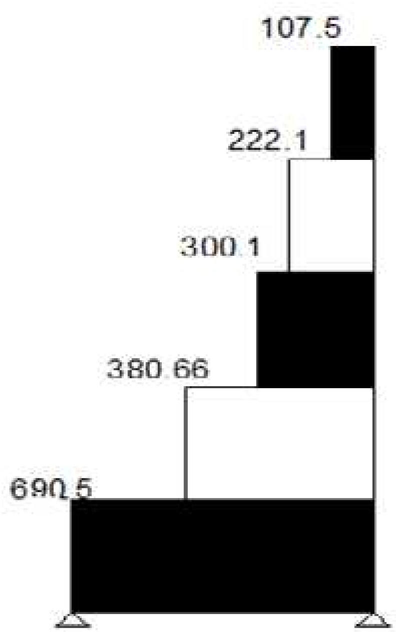


Fig 4.21:Shear Diagram of Shear Wall.

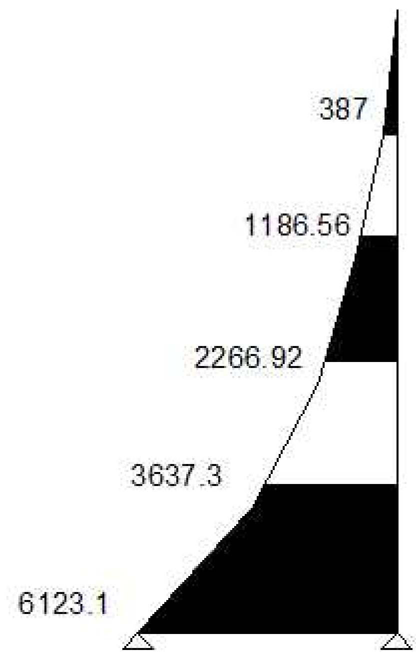


Fig 4.22:Moment Diagram of Shear Wall.

❖ **Material and Sections:- (From Shear Wall 2)**

⇒ concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $Fy = 420\ N/mm^2$

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 5.5 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 3.6 m

- ✓ **Design of Horizontal Reinforcement:-**

$$\sum Fx = Vu = 690.5\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{18}{2} = 9m$$

$$storyheigh(Hw) = 3.6m........Control$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 5.5 = 4.4m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 300 * 4400 = 4365.5\ KN > V_u = 895.9954KN$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{28} * 300 * 4400 = 1164.13KN \text{ …….. Control}$$

$$2 - V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27\sqrt{28} * 300 * 4400 + 0 = 1885.9KN$$

$$3 - V_c = \left[0.05 \sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd = 1490.2KN$$

$$\frac{6123.1 - 3637.3}{3.6} = \frac{M_u - 3637.3}{3.6 - 2.75} \Longrightarrow M_u = 4224.22KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{4224.22}{690.5} - \frac{5.5}{2} = 3.367$$

Vc =1164.13KN

$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$
$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$
Vs=vu/$\emptyset - vc$
Vs=690.5/0.75-1164.2= -243.533kn **No need reinforcement**

Minimum shear reinforcementis required:
Min(Avh/Sh)=0.0025*h
=0.0025*300=0.75

Select Ø10 ,tow layers
Avh=2*® *10^2/4=157 mm^2
157/Sh=0.75

Sh=157/0.75=209.33

Select Sh=200mm≤Smax=Lw/5=550/5=110 cm.

=3*h =3*30=90 cm.

- ✓ **Design of Vertical Reinforcement:-**

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\ \ 2.5 - \frac{h_w}{Lw}\ \ \ \frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\ \right]*300$$
$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\ \ 2.5 - \frac{18}{5.5}\ \ \ \frac{157}{200*300} - 0.0025\ \right]*300$$
$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.736$$

Select Ø10 in Two Layer

$A_{vh} = \frac{2*\pi*10^2}{4}$ = 157 mm2

$$\frac{157}{S_v} = 0.736$$

S_v= 213.2 mm

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{5500}{3}$ = 1833.34 mm

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……. Control

Use ϕ 10/200 mm for two layers

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \frac{5500}{200} * 2 * 79 = 4345\ mm^2$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h} \frac{f_y}{f_c'} = \frac{4345}{5500 * 300} \frac{420}{28} = 0.0395$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0395 + 0}{2 * 0.0395 + 0.85 * 0.85} = 0.04928$$

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

$$= 0.9\ 0.5 * 4345 * 420 * 5500(1 + 0)(1 - 0.04928) = 4294.05\ KN \geqq 4224.22 KN.m$$

Mub=Mu-ØMn=4224.22-4294.05= -69.83 KN.m

X$\geq \frac{lw}{600 * \frac{\Delta h}{hw}} = \frac{5500}{600 * .1}$=91.67 mm

Lb$\geq \frac{X}{2} = 45.83\ mm$

Since Smallest value of Lb & Mub not require Boundary .

4.11 Design of Footing

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **Load Calculations :- (From Column Group B)**

Dead Load = 760 Kn , Live Load = 730 Kn

Total services load = 760 + 730 = 1470 Kn

Total Factored load = 1.2*760 + 1.6*730 = 2080 Kn

Column Dimensions (a*b) = 35*50 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 500 Kn/m2

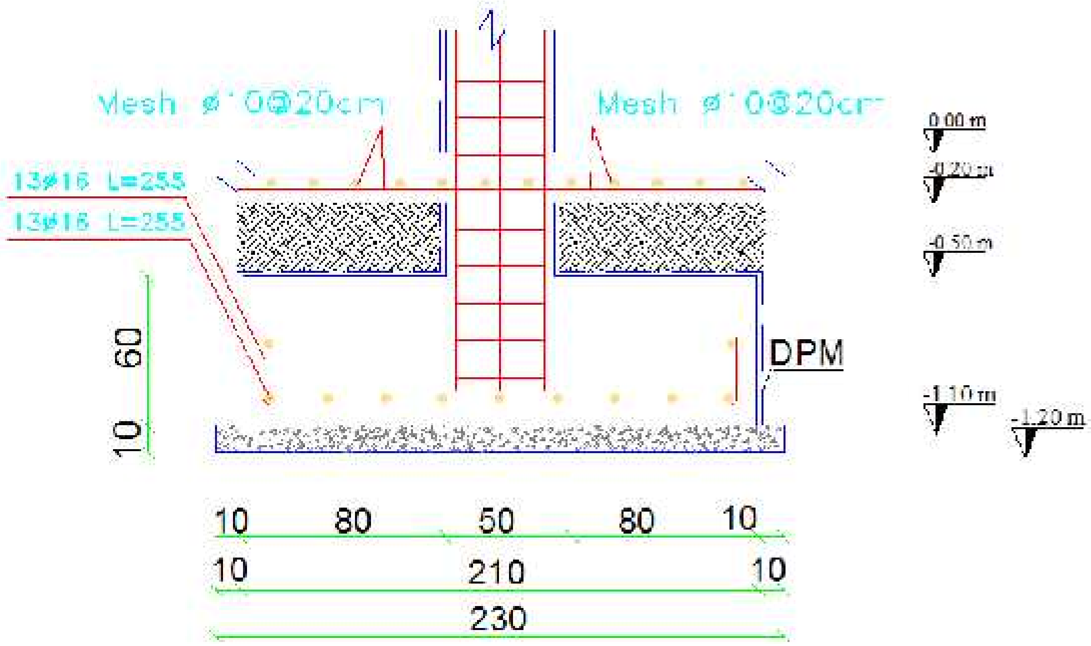


Fig 4.23 :Foot Section.

Assume h = 60cm

$q_{net-allow}$ = 500 – 25*0.6 – 18*0.4 – 25*0.7 = 460.3kn/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} =$$

Assume Square Footing

B required = 1.79 m

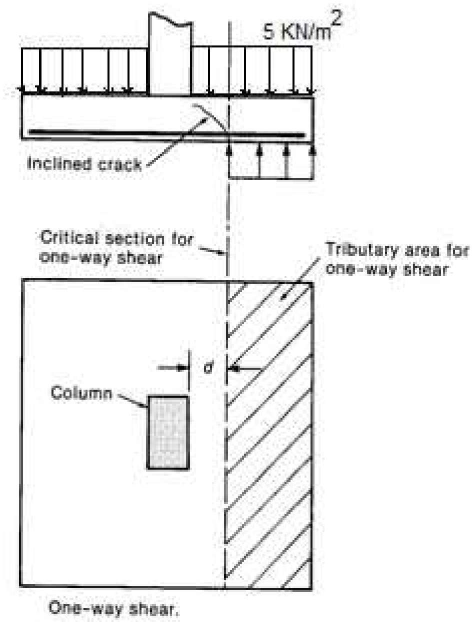
Select B = 1.9 m

✓ Bearing Pressure :-

q_u = 2080/1.9*1.9 = 576.2 Kn/m^2

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-



Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 60cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 600 – 75 – 14 = 511 mm

$$Vu = q_u * \frac{B-a}{2} - d * L$$

$$Vu = 576.2 * \frac{1.9-0.35}{2} - 0.511 * 1.9 = 289.023Kn$$

$$\text{¤}.Vc = \text{¤}.\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1900 * 511 = 642.64Kn$$

$$\text{¤}.Vc = 642.64KN > Vu = 289.02Kn$$

$$\therefore \quad Safe$$

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ section$$

$$Vu = 2080 - 576.2[(0.5+0.511)*(0.35+0.511)] = 1578.43Kn$$

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

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

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

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

Where:-

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{35} = 1.43$$

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

$$b_o = 2*(51.1+50)+2*(51.1+35) = 374.4cm$$

$\sim_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{_c}\right)\sqrt{f_c{}'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.43}\right)*\sqrt{28}*3744*511 = 3035.32Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c{}'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*511}{3744}+2\right)*\sqrt{28}*3744*511 = 4720Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c{}'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*3744*511 = 2530Kn$$

ΦVc =2530 Kn>Vu=1578.43Kn

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_u * \frac{B-a}{2} * L$ = 576.2 * $\frac{1.9-0.35}{2}$ *1.9 =848.45Kn

Mu = 848.45* 0.775/2 = 328.8Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{328.8\times10^6}{0.9\times1900\times511^2} = 0.74\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times0.74}{420}}\right) = 0.00178$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00178\times1900\times511 = 1737.8\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*1900*600 = 2052\ mm^2$

$A_{s,req} = A_{s,min} = 2052\ mm^2$ **……… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*60 = 180cm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*75 = 192.5\ cm$

S = 45 cm **……… is control**

Use 11ø16 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 2211mm^2>$A_{s,required}$= 2052 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b\, f_c'} = \frac{2211\times420}{0.85\times1900\times28} = 20.53\ mm$

$c = \frac{a}{B_1} = \frac{20.53}{0.85} = 24.16\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{511-24.16}{24.16}\right) = 0.06 > 0.005 \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

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

$A_1 = 50 * 35 = 0.175\ m^2$

$A_2 = 190* 190 = 3.61\ m^2$

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.61}{0.175}} = 4.54 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$

$\Phi Pn.b = 0.65\times(0.85\times28\times175\times2) = 5414.5 Kn$

$\Phi Pn = 5414.5 > Pu = 2080 \ldots\ldots\ldots. ok$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 175) = 2707.25 Kn$$
$$\Phi Pn = 2707.25 > Pu = 2080 kn.......... .ok$$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 500 * 350 = 875 mm2

Use 8ø16, $A_{s,provided}$= 1608 mm^2>$A_{s,required}$= 875 mm^2… Ok

5- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300mm$$

$$Ktr = 0 \quad Nostripes$$

$$cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm \;\; Or\; cb = \frac{150}{2} = 75\,mm$$

$$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0+75}{16} = 4.68 > 2.5$$

$$\frac{ktr+cb}{db} = 2.5$$

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{28}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\,mm > 300mm$$

$Ld_{T\,available} = \frac{1900-500}{2}$ -75= 625 mm

$Ld_{T\,available}$ = 625 mm > $ld_{req} = 395.054\,mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq} = \frac{0.24 * Fy * dB}{\sqrt{24}} > 0.043 * Fy * dB > 200mm$

$Ld_{Creq} = \frac{0.24 * 420 * 16}{\sqrt{28}} = 304.8 > 0.043 * 420 * 16 = 288.96 > 200mm$

$Ld_{Creq} = 304.8$ mm

$Ldc_{available} = 600 - 75 - 16 - 16 = 493mm > Ld_{Creq} = 304.8$ mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×16 = 477.12 mm > 300 mm

Select Lsc = 500 mm

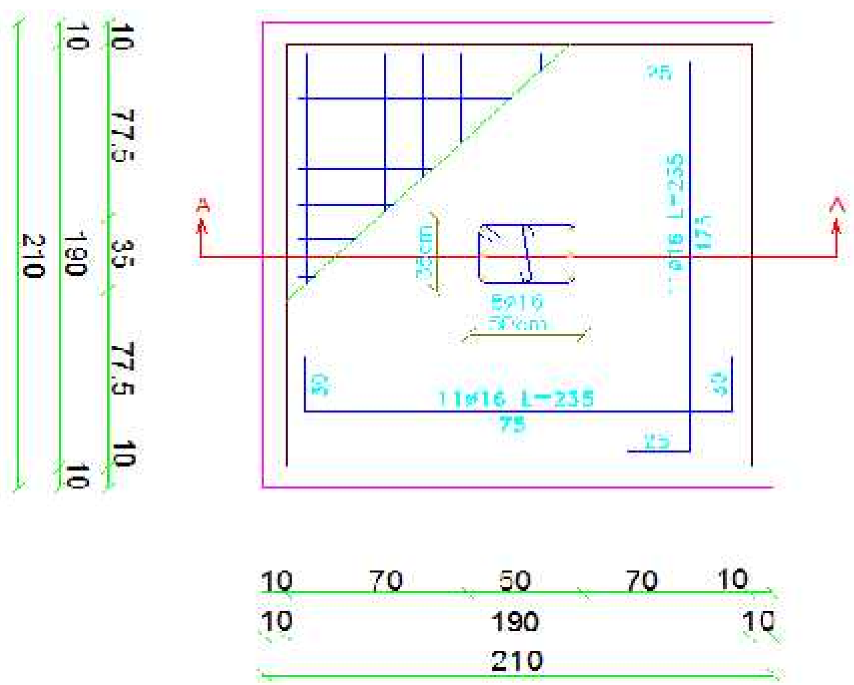


Fig 4.24 :Foot Reinforcement Details.

5

الفصــــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

٥ـ١ مقدمة

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمستشفى المقترح بناؤه في مدينه دورا.

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

٥ـ٢ النتائج

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

٣. 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 الإعتبار.

٤. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $400 KN/m^2$.

٥. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة(Ribbed Slab)في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدة المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

٦.برامج الحاسوب المستخدمة:-

هناك عدة برامج حاسوب تم إستخدمها في هذا المشروع وهي:-

a. AUTOCAD (2007+2015) :- و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

b. ATIR:- للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

c. Microsoft Office XP:- تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.

d. Google SketchUp :- تم استخدام هذا البرنامج لعمل مجسمات ثلاثية الأبعاد للمستشفى.

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

٨. 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_٣التوصيات

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم، حيث نود هنا ـ من خلال هذه التجربة ـ 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 اختيار 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 المعماريويحاول 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.