جـامـعـة بـولـيـتـكـنـك فـلـسـطـيـن

كـلـيـة الـهـنـدسـة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

الخليل- فلسطين

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ "مستشفى " في مدينه الخليل.

فـريـق الـعـمـل

يوسف فايق عثمان

احمد مصباح محمود

بيان النتشة

إشـراف :

م. شادي قمصية .

June– 2020م

جـامـعـة بـولـيـتـكـنـك فـلـسـطـيـن

كـلـيـة الـهـنـدسـة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

الخليل- فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ "مستشفى " في مدينه الخليل.

فريق العمل

يوسف فايق عثمان **احمد مصباح محمود**

بيان النتشة

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. شادي قمصية	م. فيضي شبانة
.....	.....

June - 2020م

الإهـــــداء

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

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

على ما نؤمن به...هو من بعض غرسهم

نورهم.. الله أدام أمهاتنا وآبائنا

والتواضع والإخلاص، والوقار، والتربية، العلم، إلى

أساتذتنا الكرام..

وجروحنا عّلتنا بلسم.وطموحنا... قوتنا دعائم إلى

إخواننا وأخواتنا..

دربهن تنير شمعة الوفاء من جعلن الوفيات المخلصات اللواتي كل إلى

صوره أرقى في الوفاء يجسدن من إلى

صديقاتنا ورفيقات دربنا ..

المجد قمة إلى بأيدينا ويأخذ أخذ من كل وإلى

هذا المشروع .. نُهدي

فـريـق الـعـمـل

شــكـر وتــقــديــر

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

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

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

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة البحث , ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

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

فـريـق الـعـمـل

خـلاصـة الـمـشروع

التصميم الإنشائي لـِ " مستشفى " في مدينه الخليل.

فريق العمل

يوسف فايق عثمان **احمد مصباح محمود**

بيان النتشة

إشراف :

م. شادي قمصية .

June– 2020 م

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

يتكون المبنى من أربعة طوابق , وتبلغ المساحة الإجمالية (7000)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 .

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_14) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-

AutoCAD(2014), Atir , SAFE, ETABS, Microsoft Office.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي لبعض العناصر 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 .

Structural Design for hospital in Hebron

Prepared by

Yosef Othman **Ahmad Mosbah**

Bayyan Alnatsheh

Palestine Polytechnic University -2020

Supervisor

Eng. Shadi Qumseya

Abstract

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

The project is consists of four floors, and the total area of the building is 7000 meter square, the design of the project is based on the multiplicity of spatial cluster and distributed consistently aesthetically and functional .

We used ACI-318-14 code and structural designing programs such, ATIR, AutoCAD (2014), 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 based on the prepared design.

God grants success

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
تقرير مقدمة المشروع	I
تقييم مقدمة مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
List of abbreviations	X
فهرس الجداول	XII
فهرس الأشكال	XIII
الفصل الأول : المقدمة	1
1-1 المقدمة	2
1-2 أهداف المشروع	2
1-3 مشكلة المشروع	3
1-4 حدود مشكلة المشروع	3
1-5 المسلمات	3
1-6 فصول المشروع	3
1-7 إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	5
2-1 مقدمة	6
2-2 لمحة عامة عن المشروع	6
2-3 موقع المشروع	7
2-3-1 أهمية الموقع	8
2-3-2 حركة الشمس والرياح	8
2-3-3 الرطوبة	8
2-4 وصف طوابق المشروع	9
2-4-1 Basement	9
2-4-2 الطابق الأرضي	10
2-4-3 الطابق الأول	11
2-4-4 الطابق الثاني	12
2-5 الواجهات	
2-5-1 الواجهة الرئيسة (الشمالية)	13
2-5-2 الواجهة الغربية	13
2-5-3 الواجهة الجنوبية	14
2-5-4 الواجهة الشرقية	14
2-6 وصف الحركة والمداخل	15
2-7 المداخل	15

الفصل الثالث : الوصف الإنشائي
3-1 مقدمة 16
3-2 هدف من التصميم الإنشائي 16
3-3 مراحل التصميم الإنشائي 16
3-4 الأحمال 17
3-4-1 الأحمال الميتة 17
3-4-2 الأحمال الحية 17
3-4-3 الأحمال البيئية 18
3-4-3-1 أحمال الرياح 18
3-4-3-2 أحمال الثلوج 19
3-4-3-3 أحمال الزلازل 20
3-5 الاختبارات العملية 20
3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى 21
3-6-1 العقدات 21
3-6-1-1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 21
3-6-3 الجسور 22
3-7 فواصل التمدد (Expansion Joints) 22
3-8 برامج الحاسوب 22

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات 39

5-1 المقدمة 40
5-2 النتائج 40
5-3 التوصيات 41

Subject

Chapter 4 : Structural Analysis and Design

		Page
		23
4-1	Introduction	24
4-2	Design method and requirements.	24
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	25
4-4	Design of Topping	26
4-5	Design of One Way Rib Slab (R19)	28
4-6	Design of Beam (B,70)	34

List of Abbreviations

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

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2018/2017)	4
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	17
2-3	الأحمال الحية المبنى	17
3-3	سرعة وضغط الرياح	18
4-3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	19
4-1	Check Of Minimum Thickness Of Structural Member	31
4-2	Dead load calculation	33
4-3	Dead load calculation of Rib (R1)	36
4-5	Dead load calculation of Beam (49)	42

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
1-2	لمدينة دورا خارطة الموقع الجغرافي	7
2-2	الافقي لطابق التسوية المسقط	9
3-2	المسقط الافقي للطابق الارضي	10
4-2	المسقط الافقي للطابق الاول	11
5-2	المسقط الافقي للطابق الثاني	12
5-2	الواجهة الشمالية الشرقية	13
6-2	الواجهة الشمالية الغربية	13
7-2	الواجهة الجنوبية الغربية	14
8-2	الواجهة الجنوبية الشرقية	14
1-3	تأثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع	19
2-3	تأثير الرياح على المباني من حيث البيئة المحيطة به	19
3-3	العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	21
4-1	Topping Load.	32
4-2	Statically System and Loads Distribution of Rib(R19)	35
4-3	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R19)	37
4-4	Statically System and Loads Distribution of Beam (B, 70)	41
4-5	Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B,70)	43

1

الفصل الأول

المُـقَدِمَة

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

1-1 المقدمة :

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

1- 2 أهداف المشروع :

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

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

1-3 مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال سيتم تحليل 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 ،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 بدأنا العمل على ذلك في هذا الفصل من خلال مقدمة مشروع التخرج , وسنقوم باستكمال العمل خلال مساق مشروع التخرج في الفصل القادم.

5-1 المسلمات :

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir18)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word , Power Point , Excel , AutoCAD .

6 -1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

7-1 إجراءات المشروع :

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

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

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

4) تصميم بعض العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) استخدام بعض برامج التصميم المختلفة في بعض الحسابات.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط :

جدول (1-1) الجدول الزمني

الأسابيع / الفعاليات	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
اختيار المشروع																																
دراسة الموقع																																
دراسة المبنى معماريا																																
دراسة المبنى إنشائيا																																
توزيع الأعمدة																																
التحليل الانشائي للمقدمة																																
التصميم الإنشائي للمقدمة																																
إعداد مقدمة المشروع																																
عرض مقدمة المشروع																																
التحليل الانشائي																																
التصميم الانشائي																																
اعداد مخططات المشروع																																
كتابة المشروع																																
عرض المشروع																																

2

الفصل الثاني

الوصـف المِـعـمَــاري

2-1 مقدمة .

2-2 لمحة عامة عن المشروع .

2-3 موقع المشروع .

2-4 وصف طوابق المشروع .

2-5 الواجهات .

2-6 وصف الحركة و المداخل .

2-7 المداخل.

2-1 مقدمة :

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

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

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

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع :

ان النمو العمراني المستمر في الخليل يؤثر على مركز المدينة مما أدى الى ازدحام المركبات وصعوبة الوصول اليها ونقص في الخدمات وهذا يتطلب بذل جهود اكبر لتخفيف الضغط على وسط مدينة الخليل من خلال التحرك نحو مناطق التوسع الحضري في اعقاب التجارب العالمية كنموذج لحل المشكلة لذلك يهدف المشروع المقترح الى اختيار موقع مناسب داخل مناطق التوسعة في الخليل حيث يخفف من حد الازمة في وسط الخلي

3-2 موقع المشروع

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

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

الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض بالقرب من منطقة بئر حرم الرامة ،مدينة الخليل ،شمال شرق مدينة الخليل جنوب الضفة الغربية، ترتفع قطعة الأرض 964م عن سطح البحر ،

الشكل (2-1) خارطة الموقع الجغرافي لقطعة الارض .

2-3-1 أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

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

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

2-3-2 حركة الشمس و الرياح :

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

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

2-3-3 الرطوبة:-

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

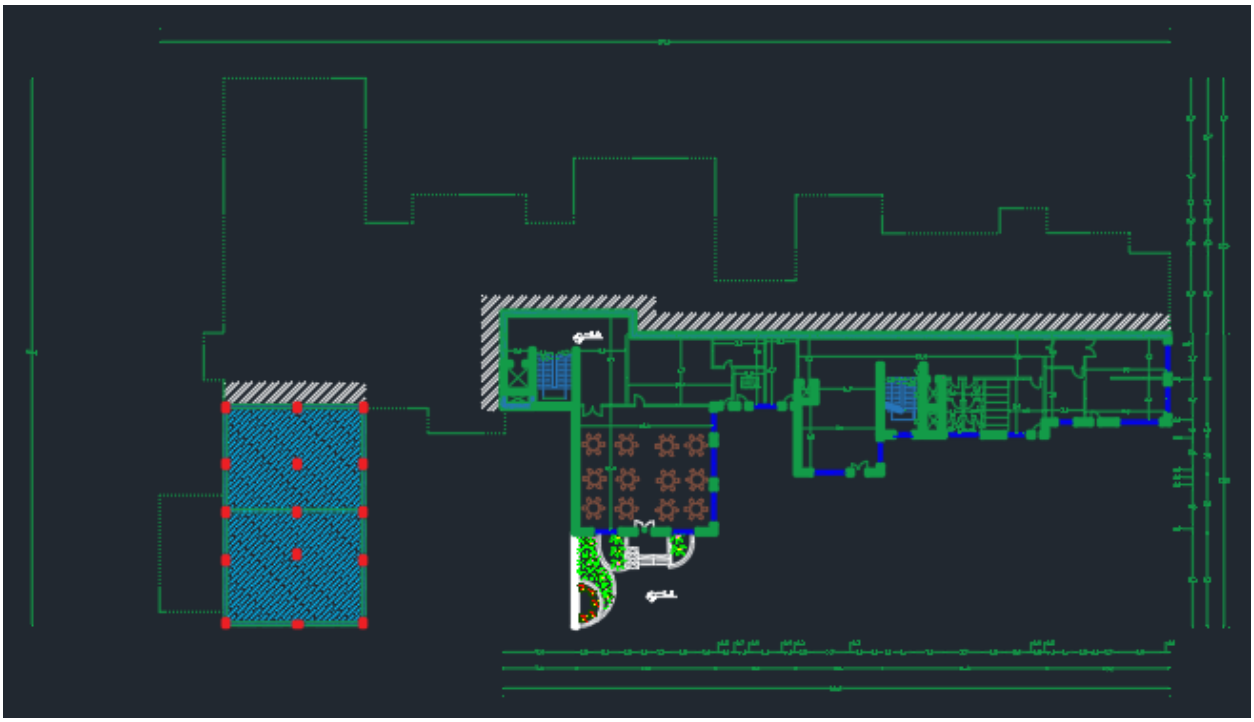
2-4 وصف طوابق المشروع :-

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

2-4-1 الطابق التسوية:-

(منسوب -3.50 م) بمساحة تقدر بـ 828.6 م^2.

يتكون الطابق التسوية من بئر ماء وغرف مرضى واستراحة كما هو موضح في الشكل (2-2) .



الشكل (2-2) : مسقط الطابق التسوية.

2-4-2 الطابق الرضي:-

(منسوب0.00 + م) بمساحة تقدر ب 2746 م^2.

يتكون الطابق الأرضي من غرف عمليات وغرف مرضى ومدخل طوارئ وغرف استقبال ومكاتب كما هو موضح بالشكل (2-3) .

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

3-4- الطابق الاول:-

(منسوب3.85+ م) بمساحة تقدر ب 2746 م^2.

يتكون الطابق الاول من غرف عمليات وغرف مرضى ومكاتب كما هو موضح بالشكل (2-4) .

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

4-4- الطابق الثاني:-

(منسوب7.65+ م) بمساحة تقدر ب 430 م^2.

يتكون الطابق الثاني من غرف اجتماعات وغرف مكاتب كما هو موضح بالشكل (2-5) .

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

5-2 الواجهات :-

1-5-2 الواجهة الرئيسية (الشمالية) :

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

الشكل (2-5): الواجهة الشمالية .

2-5-2 الواجهة الغربية:

و يظهر فيها جمال توزيع الكتل المعمارية بشكل أوضح.

الشكل (2-6) :الواجهة الغربية.

2-5-3 الواجهة الجنوبية :

ويظهر فيها مدخل فرعي وجمال توزيع الكتل المعمارية.

الشكل (2-7) :الواجهة الجنوبية .

4-5-2 الواجهة الشرقية :

و يظهر فيها مدخل للطوارئ وجمال توزيع الكتل المعمارية .

الشكل (2-8) :الواجهة الشرقية .

6-2 وصف الحركة و المداخل :-

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى.

7-2 المداخل :-

يحتوي المشروع على :

1. المدخل الشمالي وهو المدخل الرئيسي للمستشفى .
2. المدخل الشرقي وهو المدخل الخاص بالطوارئ .

3

الـفـصـل الـثـالـث

الـــوصـــف الإنْـشَـــائِـي

1-3 مقدمة .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي .

3-3 مراحل التصميم الإنشائي .

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية .

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

7-3 فواصل التمدد .

8-3 برامج الحاسوب.

3-1 مـقـدمـة :-

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

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

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي:-

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

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

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

المرحلة الأولى :-

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

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 الأحمـال:-

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 .

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	17
3	الخرسانة	25
4	الطوب	11.74
5	البلاط	23

أحمال القواطع(Partition) = 1.5 kN/m^2

2-4-3 الأحمال الحية:-

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
1	مستشفى	3

جدول(3- 2) الأحمال الحية للمبنى

3-4-3 الأحمال البيئية:

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

3-4-3-1 أحمال الرياح :

تظهر القوى التي تؤثر أفقيًا على المبنى بشكل خاص في المباني الشاهقة ، ويجب تصميمها على أساس سرعة الرياح وارتفاع المبنى ، وكمية المباني المحيطة بالمبنى.

3-4-3-2 أحـمـال الـثـلـوج:

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

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

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/M^2)
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 .

3-4-3-3 أحـمـال الـزلازل:

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

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

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

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 :

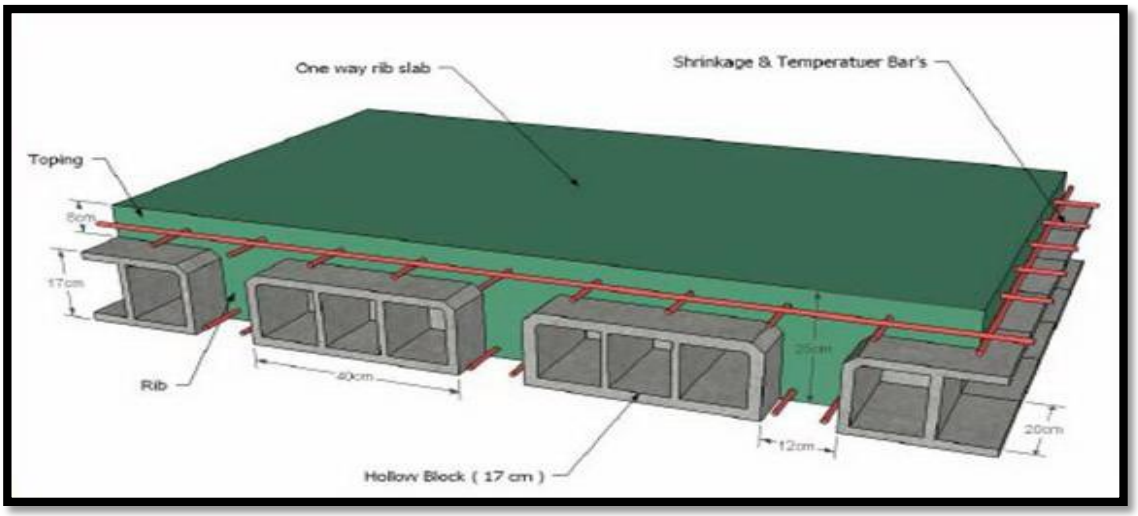
1-6-3 العقدات:

يوجد العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام نوعان من العقدات في المشروع:

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)
3. عقدات المصمتة (Solid slab)

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

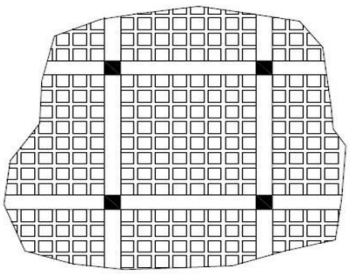
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



الشكل (3 – 3) العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد .

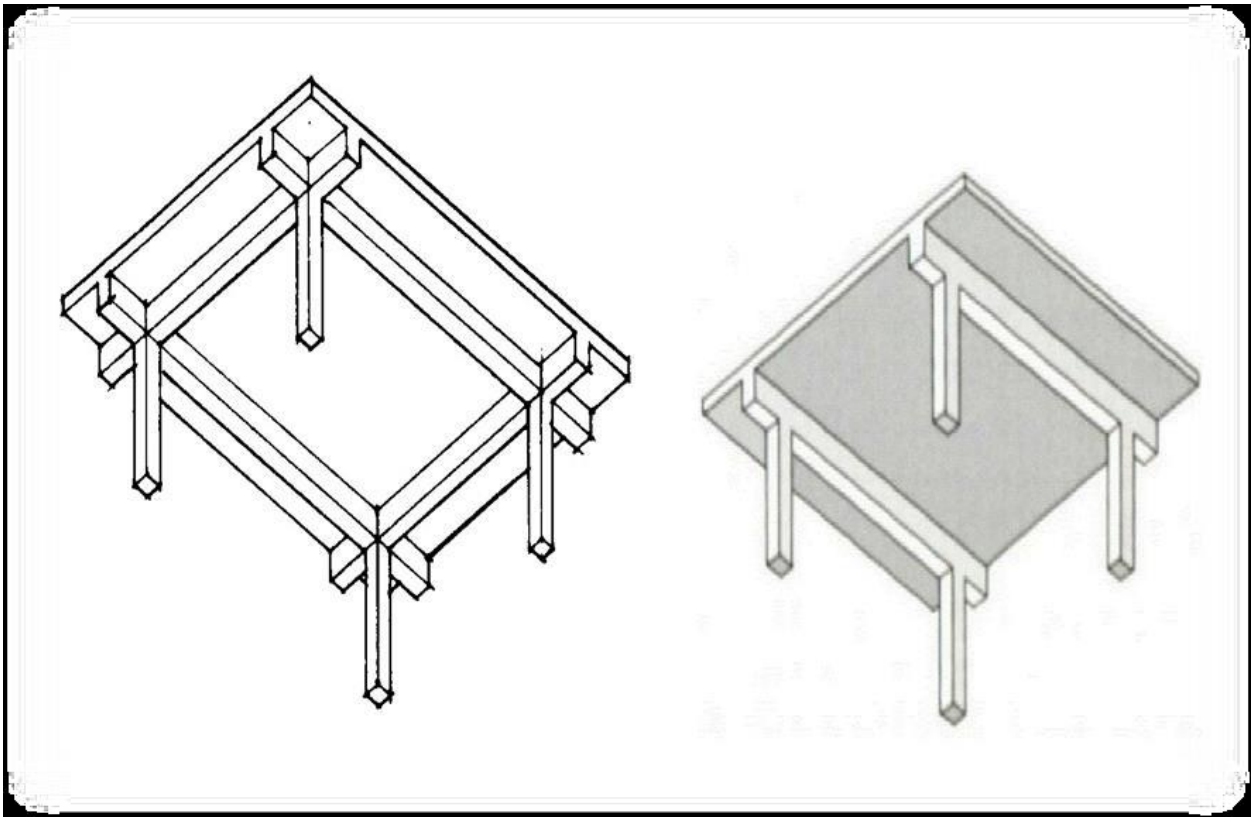
1-1-6-4 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

العقدات ذو الاتجاهين هو النوع المستخدم عندما يكون طول الاتجاهين في الفراغ متساويًا تقريبًا ، وقضبان التسليح من الفولاذ في اتجاهين لنقل الحمل.



1-1-6-5 العقدات المصمتة (Sloid Slab)

يستخدم هذا النوع من العقدات عادةً مع االجسور المسقطة ، ويتطلب سمكًا أقل من عقدات العصب بنفس الامتدادات والمعايير ، والتي توفر ارتفاعًا أكثر وضوحًا عندما تكون المساحات مهمة. تنقل هذه العقدة الحمل إلى الجسور ثم إلى ألاعمدة وله نوعان عقدة مصمتة في اتجاه واحد وعقدة مصمتة في الاتجاهين .



3-6-3 الجسور:-

وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة, حيث تم استخدام جسور من نوع واحد فقط وهو:

1- جسور (Rectangular) .

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, و بالكانات لمقاومة قوى القص

7-3 فواصل التمدد (Expansions Joints)

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت 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 الاستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

8-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2016) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Excel.
4. Atir 18.

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction

4-2 Design method and requirements.

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-4 Design of Topping .

4-5 Design of One Way Rib Slab .

4-6 Design of Beam (B70).

4.1 Introduction:

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

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

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

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

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

4-2 Design Method and Requirements

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI_code (318_14).

✓ 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.

- ✓ **Code:-**

ACI 2014

- ✓ **Material:-**

Concrete:-B300

$fc' = 30N/mm^2(MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30*0.8 = 24MPa$).

Reinforcement steel:-

The specified yield strength of the reinforcement (fy = 420 N/mm² (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:

Minimum Thickness of Non prestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflections are Calculated. **(ACI 318M-11)**.

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

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

For Rib :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=7.11/18.5=38.4cm

h_{min} for(both end continuous)=L/21=7.16/21=34.1cm

$h_{min}$for(cantilever)=L/8=2.45/8=30.6cm

$h_{min}$for(Simply suporrted)=L/8=5.3/16=33.1cm

Take h = 38 cm

We considered (h=32 cm) as deflection calculation where satisfied

Note: h = 32 cm (24 cm Hollow Block + 8 cm Topping), that all deflection values checked using ATIR program when the slab thickness in other places required more than 32 cm.

❖ **Section :-**

⇒ B = 520 mm

⇒ b_w = 120 mm

⇒ h = 320 mm

⇒ t = 80 mm

Determination of ribs loads:

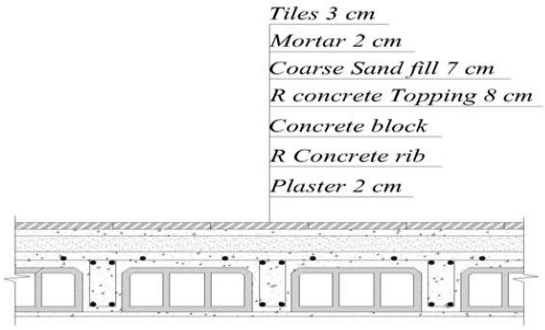


Figure 4. 1: Typical Section in Ribbed Slab.

- **Determination of dead load**:

Table 4. 1: Dead Load Determination of Rib.

No	parts	density	calculation
1	Tiles	23	23*0.03*0.52 = 0.359 KN/rib
2	Mortal	22	22*0.03*0.52 = 0.343 KN/rib
3	Sand	17	17*0.07*0.52 = 0.619 KN/rib
4	Topping	25	25*0.08*0.52 = 1.04 KN/rib
5	Rip	25	25*0.24*0.12 = 0.6 KN/rib
6	Block	11.74	11.74*0.24*0.4 = 0.928 KN/rib
7	Plaster	22	22*0.03*0.52 = 0.343 KN/rib
8	Partition		1.5*0.52 = 0.78 KN/rib
			5.214 KN/rib

Determination of live load:

From Jordanian Loads and Forces Code (2006), the live load for hospitals = 3 kN/m^2

For rib, live load = 3*0.52 = 1.56 kN/m/rib.

Determination of factored loads of ribs:

Wu = 1.2 * 5.214 + 1.6 * 1.56= 8.75 kN/m/rib.

4.3.3 Design of topping:

Topping in one way ribbed slab can be considered as a strip of 1 meter width and a span of hollow block length with both end fixed in the ribs.

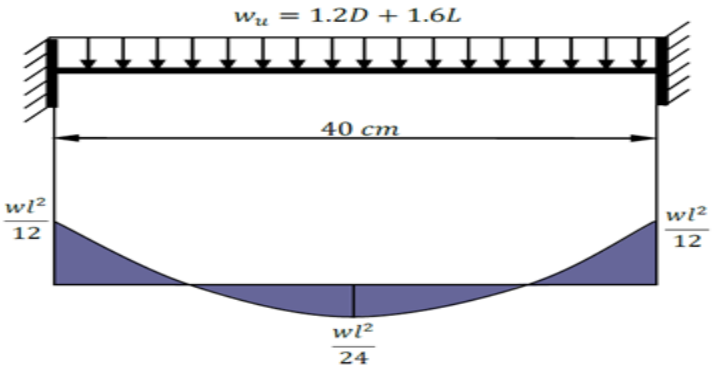


Figure 4. 2: Both Fixed End Static System of the Topping.

Determination of dead load of topping:

Table 4. 2: Dead Load Calculation for Topping.

Dead Load From:	δ×γ×1	kN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.03*22	0.66
Sand	0.07*17	1.19
Topping	0.08*25	2
Partition	1.5	1.5
	Sum	6.04

Live load calculation: 3*1 = 3 kN/m.

Factored load:

W_U = 1.2 ×6.04+ 1.6×3 =12.048 kN/m.

$M_u = \frac{W_u L^2}{12}$

$$Mu = \frac{12.048 * 0.4^2}{12} = 0.16\ kN.m/m\ of\ strip\ width$$

Check the strength condition for plain concrete of topping:

$ØM_n \geq M_u$, where Ø= 0.55

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

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} = 1066666.67\ mm^2.$$

$ØM_n$ =0.55×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.21 kN.m

$ØM_n >> M_u$ = 0.16 kN. m

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

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

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

Try bars Ø 8 with $A_s = 50.27\ mm^2$

Bar numbers $n = \frac{As}{As\ Ø\ 8} = \frac{144}{50.27} = 2.87$

Take 3 Ø 8/m with $A_s = 150.8\ mm^2$ /m strip or Ø 8 @ 300 mm in both directions.

Check for maximum step, (s) is the smallest of:

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

   but

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

Take Ø 8 @ 200 mm in both direction, S = 200 mm < S_{max} = 240 mm ……. OK

4 Design of rib for flexure:

Geometry Units:meter,cm

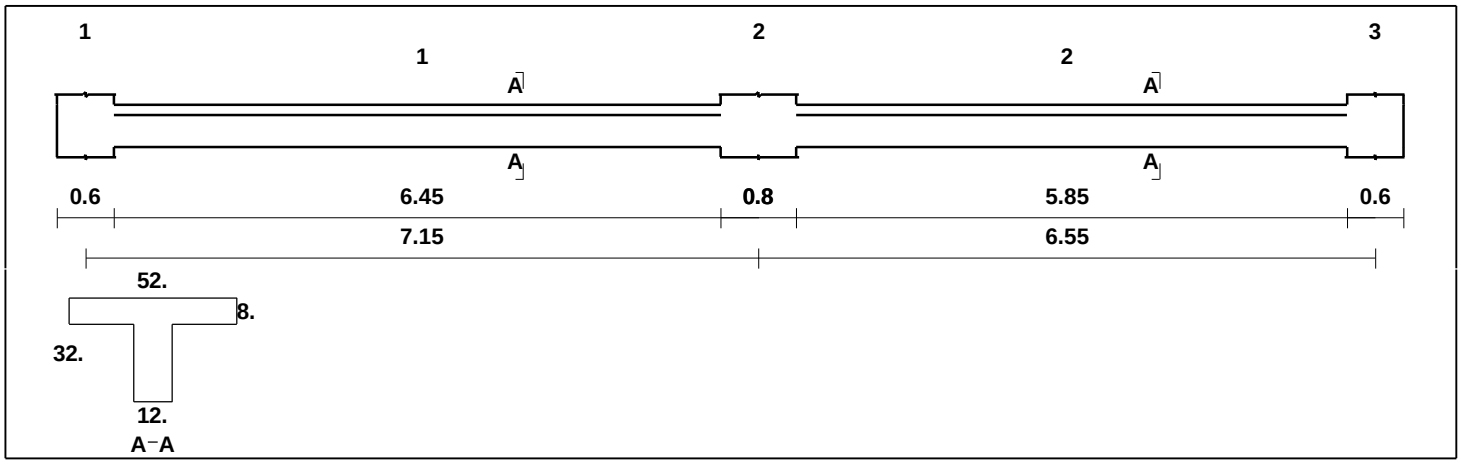


Figure 4. 3: Rib 19 Geometry and Spans.

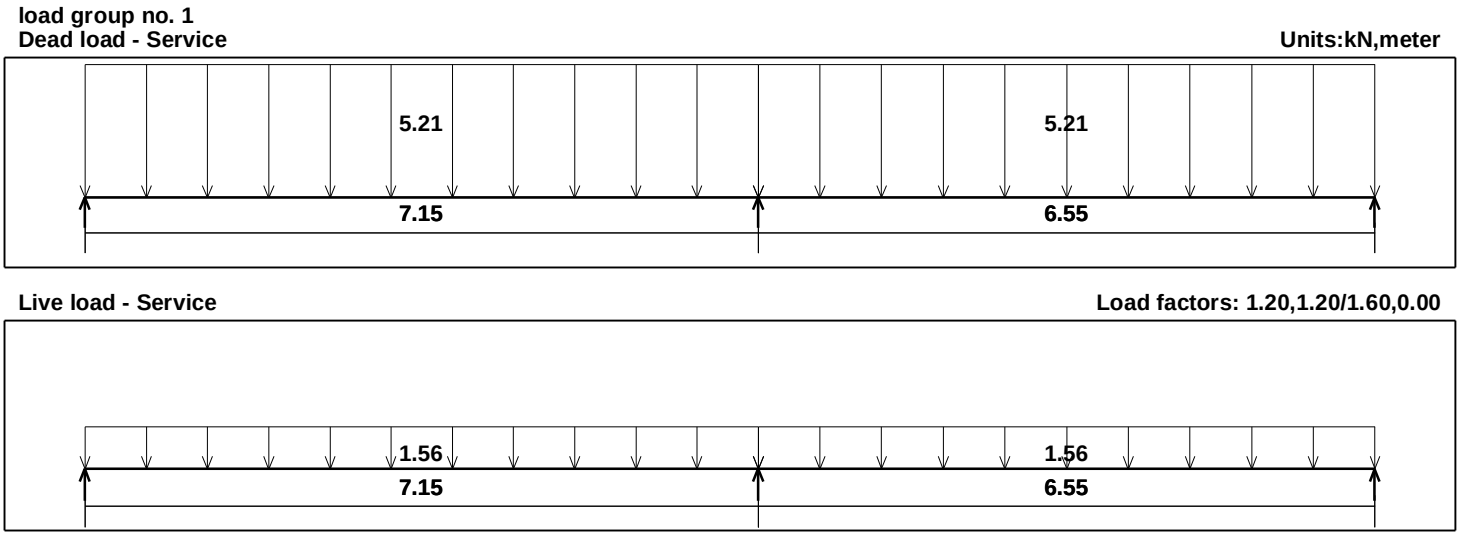


Figure 4. 4: Loading of Rib 19.

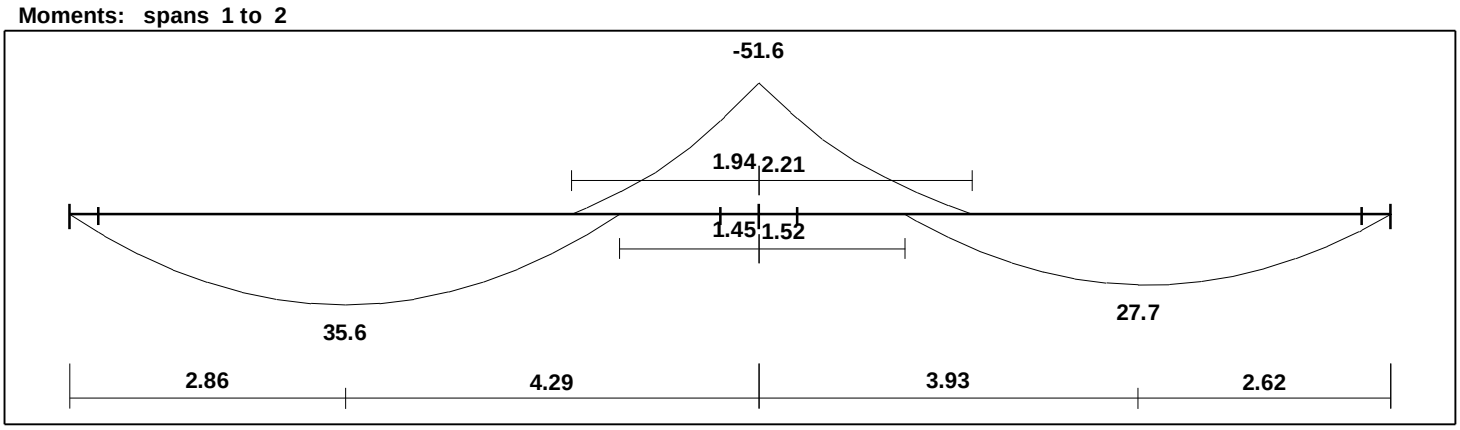


Figure 4. 5: Rib 19 Moment Envelop Diagram.

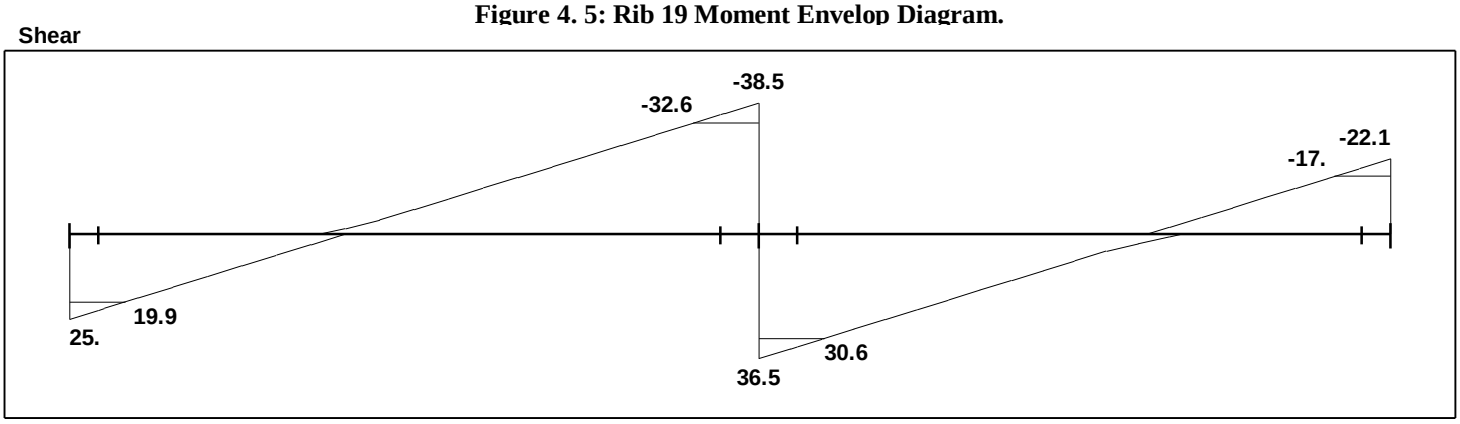


Figure 4. 6: Shear Envelop Diagram of Rib 19

1 Design of rib 19 for positive moments:

Assume bar diameter Ø 12 for main positive reinforcement.

$d = h - cover - d_{stirrup} - d_b/2 = 320 - 20 - 10 - 12/2 = 284$ mm.

$A_{s,min}$:-

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s,min} = 0.25*\frac{\sqrt{24}}{(420)}(120)(284) = 99.38 mm^2$$

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

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2$$ **controls**

The maximum positive moment in all spans of Rib 19 M_u = +35.6 kN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{35.6\times10^6}{0.9\times520\times284^2} = 0.943\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.943}{420}}\right) = 0.002299$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.002299\times520\times284 = 339.516$ mm^2

As_{req}= 339.516 mm^2 > As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 Ø 12, $A_{s,\ provided}$ = 226mm^2 <$A_{s,\ required}$ = 339.516 mm^2 …. NOT Ok

Assume bar diameter Ø 16 for main positive reinforcement.

$d = h - cover - d_{stirrup} - d_b/2 = 320 - 20 - 10 - 16/2 = 282$ mm.

$A_{s,min}$:-

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s,min} = 0.25*\frac{\sqrt{24}}{(420)}(120)(282) = 98.68mm^2$$

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

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}(120)(282) = 112.8mm^2$$ **controls**

The maximum positive moment in all spans of Rib 19 M_u = +35.6 kN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{35.6\times10^6}{0.9\times520\times282^2} = 0.957Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.957}{420}}\right) = 0.002335$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.002335×520×282 = 342.404 mm^2

As_{req}= 342.404 mm^2 > As_{min}= 112.8 mm^2 **OK**

Use 2 Ø 16 $A_{s,\ provided}$ = 402.12mm^2 >$A_{s,\ required}$ = 342.404 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times16)}{1} = 28\ mm > d_b = 16 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:

ß$_1$ = 0.85 – 0.007(f_c' - 28) **ACI 10.2.7.3**

but f_c'= 24 < 28, so ß$_1$ = 0.85

Compression = Tension

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

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{402.12\times420}{0.85\times520\times24} = 15.92\ mm$$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.92}{0.85} = 18.73mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{282 - 18.73}{18.73}\right) = 0.042 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of rib 19 for negative moments:

- M_n for 2 Ø 14 is
  $A_{s,\ 2\ Ø\ 14}$ = 307.88 mm^2
  d = 320 – 20 – 10 – 14/2 = 283 mm.

  $A_{s,min}$:-

  $$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \qquad \textbf{ACI-318 (10.5.1)}$$

  $$A_{s,min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)}(120)(283) = 99.03mm^2$$

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

  $$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}(120)(283) = 113.2mm^2 \textbf{ controls}$$

  $A_{s,\ 2\ Ø\ 14}$ = 307.88 mm^2.> A_{smin} = 113.2 mm^2

  Compression = Tension

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

  a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{307.88\times420}{0.85\times120\times24} = 52.82\ mm$

  c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.144\ mm$

  $$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{283 - 62.144}{62.144}\right) = \quad 0.0106 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

  ØM_n = 0.9*A_s*f_y*(d-a/2) = 0.9 * 307.88 * 420 * (283 – $\frac{52.82}{2}$) * 10^{-6}
  = 29.86 kN.m

Design of rib 19 for shear:

V_u at distance d from support = -32.6KN

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f'_c}\, b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 282 \times 10^{-3} = 30.39\ KN$

$\phi V_c = 0.75 \times 30.39 = 22.9$ KN

$0.5\ \phi\ V_c = 0.5 \times 22.9 = 11.39$ KN

All shear values ≤ 11.39 kN needn't shear reinforcement, but as permits by ACI Code that for concrete joist construction excepted of providing minimum shear reinforcement when $0.5\ \emptyset\ V_c \leq V_u \leq \emptyset\ V_c$ (case 2), so all shear values less than 22.9 kN are excepted of shear reinforcement.

- ✓ Determining of shear values require minimum shear reinforcement:

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

$Vs_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 282 = 10.361kN$

Or

$Vs_{min} = \frac{1}{3}\ bw\ d = \frac{1}{3} * 120 * 282 = 11.3kN$ (**Control).**

$\emptyset\ (V_C + Vs_{min}) = 0.75(30.39+11.3) = 31.8$kN

Case 3 in shear check requirements ($\emptyset\ V_C \leq V_u \leq \emptyset\ (V_C + Vs_{min})$) define that minimum shear reinforcement must be provided ($A_{v,\ min}$) with:

$S_{max} \leq \frac{d}{2}$ or $S_{max} \leq 600$ mm.

Minimum shear reinforcement:

Use stirrups 2 leg Ø 8, $A_v = 2 \times 50.24 = 100.5\ mm^2$

$V_s = \frac{Av * fyt * d}{S}$, but $V_s = 11.3$ kN(minimum), so

$11.3 * 10^3 = \frac{100.5 * 420 * 282}{S}$ >>> S = 1060.85 mm.

$S_{max} = 600$ mm. Or $S_{max} = 282 \div 2 = 141$ mm (control).

So, use 2legØ8 @ 125 mm spacing.

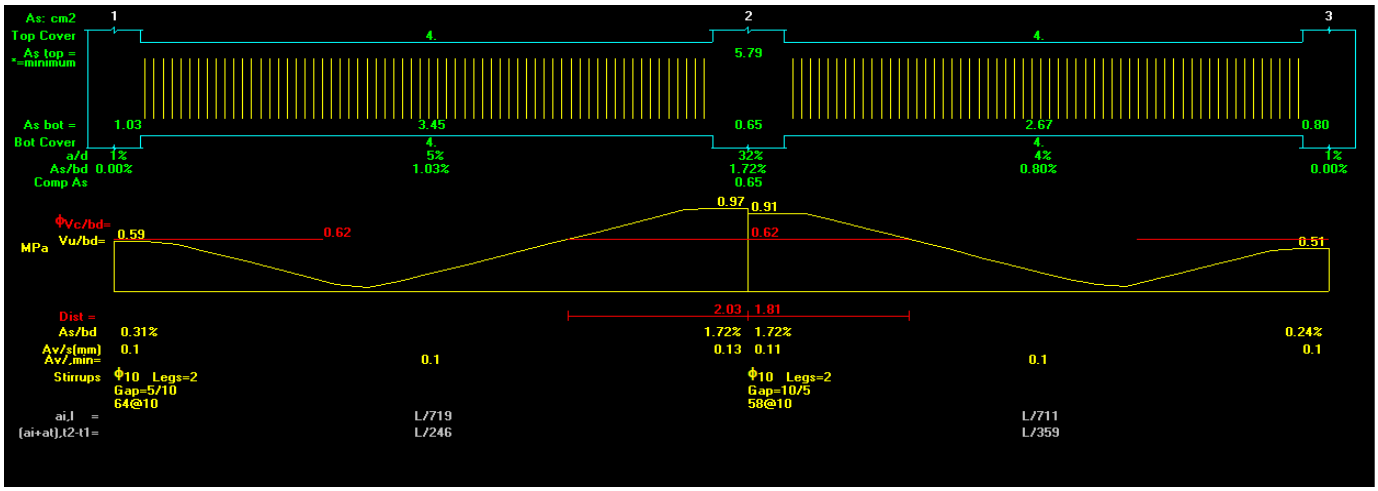
R e i n f o r c e m e n t (cm 2)

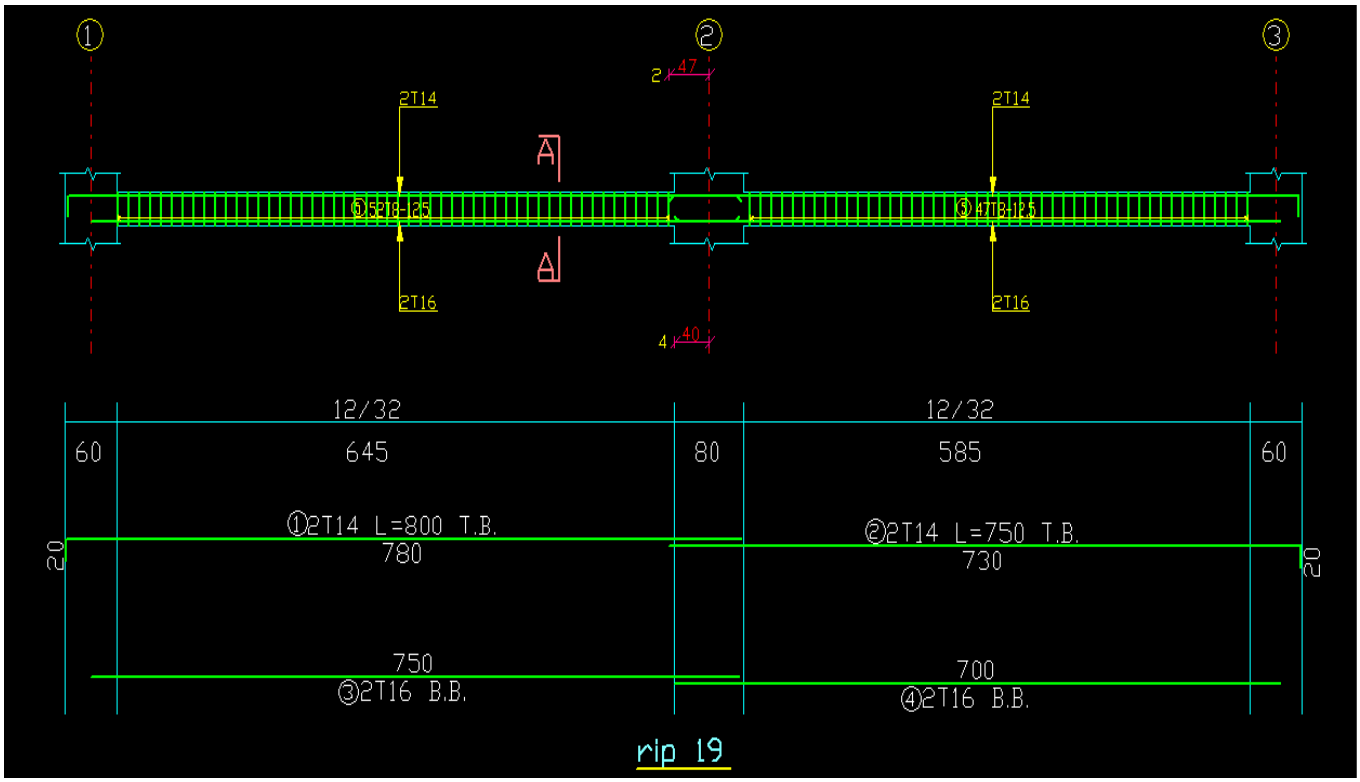
Concrete: B300 Main reinforcement fy = 420
Moment redistribution: No
Support moment at: Center

S h e a r

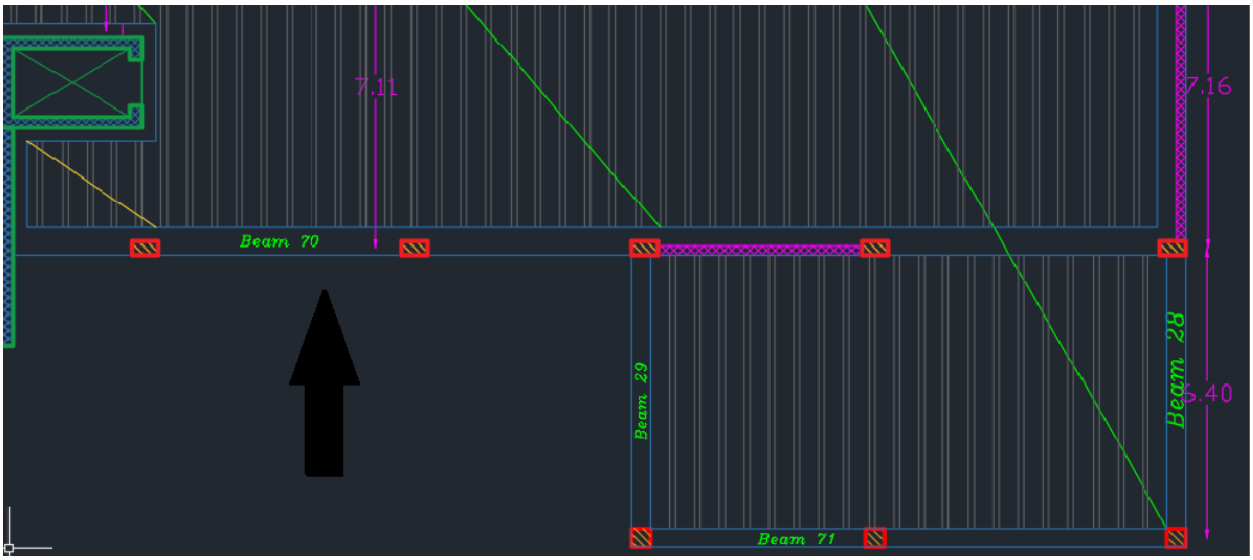
Shear design: Stirrups only
Stirrups fy = 420 Shear reduction: Yes
Exterior pinned supports - % of span As extended: Left = 30% Right = 30%
Stirrups: Diameter: Min. = 10 Max. = 10 Spacing: Min. =5. Incr. = 5.
Legs: 2/2 Max no. of groups: 5 Max. =Code
Inverted T/L shear area: Web

Max. allow. shear stress = 2.5 (MPa)


As: cm2
Top Cover
As top =
*=minimum
As bot =
Bot Cover
a/d
As/bd
Comp As
1
2
3
4.
5.79
1.03
3.45
0.65
2.67
0.80
1%
5%
32%
4%
1%
0.00%
1.03%
1.72%
0.80%
0.00%
0.65
ϕVc/bd=
Vu/bd=
MPa
0.59
0.62
0.97
0.91
0.62
0.51
Dist =
2.03
1.81
As/bd
0.31%
1.72%
1.72%
0.24%
Av/s(mm)
Av/s,min=
0.1
0.13
0.11
Stirrups
ϕ10 Legs=2
Gap=5/10
64@10
ϕ10 Legs=2
Gap=10/5
58@10
ai,l =
(ai+at),t2-t1=
L/719
L/246
L/711
L/359


1
2
3
2T14
2T14
2T16
2T16
2 47
4 40
12/32
12/32
60
645
80
585
60
①2T14 L=800 T.B.
780
②2T14 L=750 T.B.
730
20
20
750
③2T16 B.B.
700
④2T16 B.B.
rip 19

Design of Beam (B , 70) :



✓ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

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

✓ **Section :-**

⇒ B = 60cm

⇒ H = 57cm

⇒ d=570-40-10-22/2= 509mm

Geometry Units:meter,cm

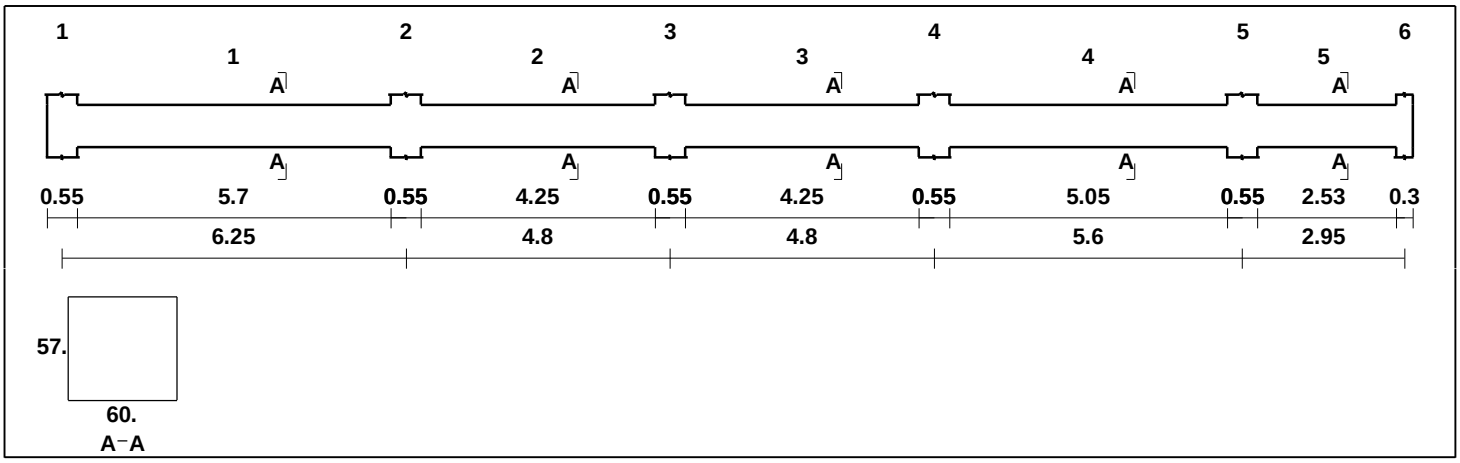


Figure 4. 7: Beam (B, 70) Spans and Geometry.

Loading

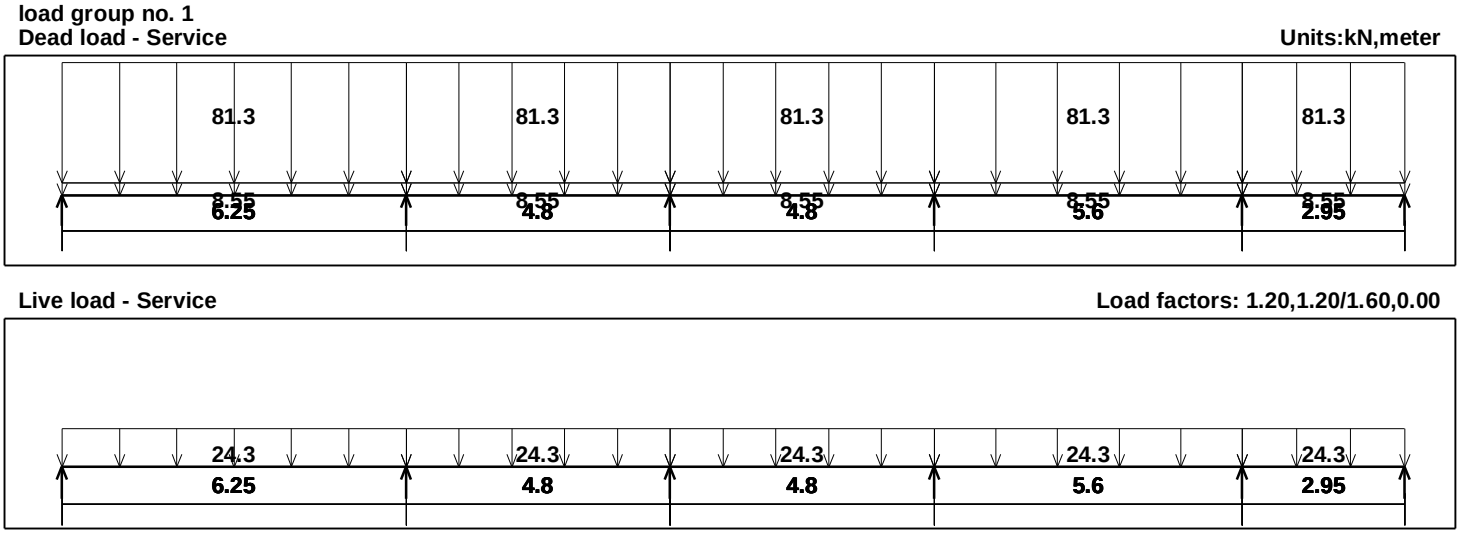


Figure 4. 8: Beam (B, 70) Loading

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

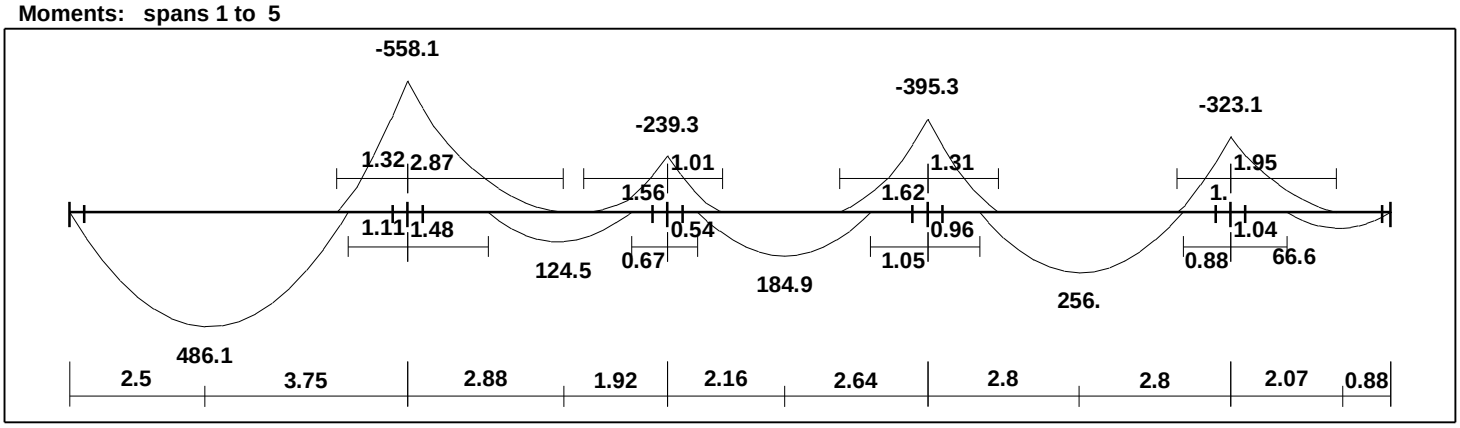


Figure 4. 9: Beam (B, 70) Moment Envelop Diagram.

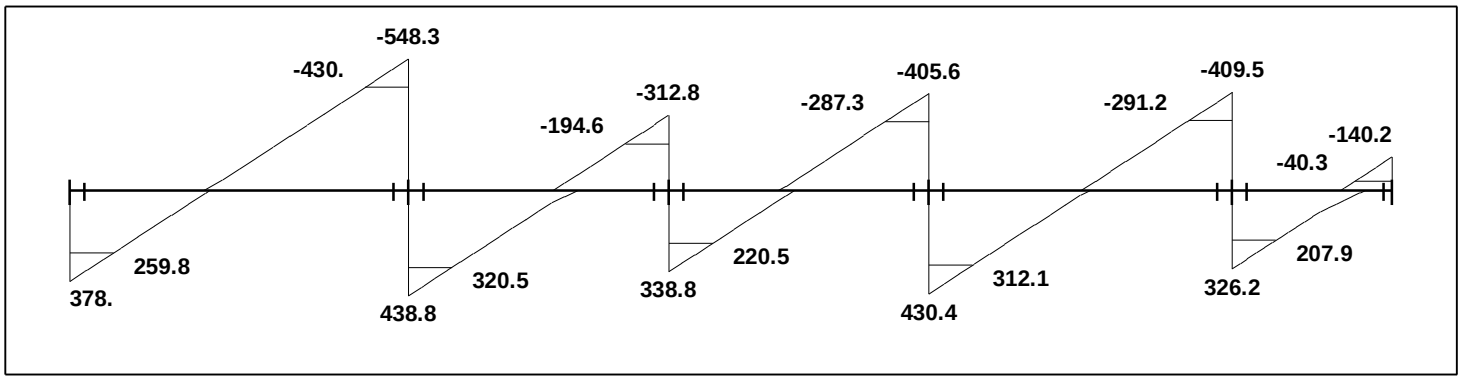


Figure 4. 10: Beam (B, 70) Shear Force Envelop Diagram

Load calculations for beam (B, 70):

The largest distributed Dead and Live loads acting upon (B,70) can be defined from the support reactions of the(Rib 18) and the beam self-weight.

Table (4.5): Dead Load Calculation of Beam (B70).

No	parts	density	calculation
1	Tiles	23	23*0.03*1 = 0.69 KN/m
2	Mortal	22	22*0.03*1 = 0.66 KN/m
3	Sand	17	17*0.07*1 = 1.19 KN/m
4	Plaster	22	22*0.03*1 = 0.66 KN/m
5	Partition		1.5*1 = 1.5 KN/m
			4.7 KN/m

$\Rightarrow$ Service dead load from rib18 = 39.44 ÷ 0.52 = 75.84 kN/m.
Total dead load on the beam = 75.48 + 4.7=80.5 kN/m.
Service live load from rib18 = 12.68 ÷ 0.52 = 24.38 kN/m.

Design the beam for bending moments:

Assume Ø 25 for main reinforcement of the beam,

d_t = depth of beam – cover – diameter of stirrup – bar diameter/2

= 570 – 40 – 10 – 25/2 = 507.5mm.

Maximum moment with M_u = 486.1 kN.m.

$A_{s,min}$:-

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*507.5 = 887.94 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*507.5 = 1015 \text{ mm}^2$$ **Controls**

Design for positive moments:

- Design for M_u = 486.1 kN.m:

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{486.1 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 507.5^2} = 3.495 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.495}{420}}\right) = 0.009192$$

$A_s = \rho.b.d = 0.009192 \times 600 \times 507.5 = 2799\ mm^2 > A_{s,min} = 1015\ mm^2$.

Use 6Ø25 as bottom bars, $A_{s,provided} = 2940\ mm^2 > A_{s,required} = 2799\ mm^2$… Ok

Check spacing:

$$S = \frac{600 - 40*2 - 20 - (6 \times 25)}{5} = 70\ mm > d_b = 25mm > 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{2940 \times 420}{0.85 \times 600 \times 24} = 100.88\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{100.88}{0.85} = 118.9\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{507.5 - 118.9}{118.9}\right) = 0.0098 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design the beam for negative moments:

- Design for M_u = -558.1 kN.m:

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{558.1 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 507.5^2} = 4.013 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.013}{420}}\right) = 0.010743$$

$A_s = \rho.b.d = 0.010743 \times 600 \times 507.5 = 3271.24\ mm^2 > A_{s,min} = 1015\ mm^2$.

Use 7Ø25 as top bars, $A_{s,provided} = 3465\ mm^2 > A_{s,required} = 3271.24\ mm^2$… Ok

Check spacing:

$$S = \frac{600-40*2-20-(7\times25)}{6} = 54.2\ mm > d_b = 25mm > 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{3465\times420}{0.85\times600\times24} = 118.9\ mm$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{118.9}{0.85} = 139.9\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{507.5-139.9}{139.9}\right) = 0.0079 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Design of beam for shear forces:

Beams must be designed to resist shear forces acting on, but the shear values should be checked in which case it exists in order to provide the required shear reinforcement. The cases are described as follows:

- Case 1:

  If $V_u < \frac{1}{2}\Phi V_c$, no shear reinforcement is required.

- Case 2:

  If $\frac{1}{2}\Phi V_c < V_u < \Phi V_c$, minimum shear reinforcement must be provided, and the maximum spacing between stirrups is the lowest of 600 mm or d/2.

  Minimum shear reinforcement is the larger of:

  $V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w*d$ or $\frac{1}{16}\sqrt{fc'}\ b_w*d$ (which is greater).

- Case 3:

  If $\Phi V_c < V_u$, shear reinforcement is required and can computed as:

  $$V_s = \frac{Vu}{\Phi} - V_c,$$

  - ✓ If $V_s < V_{s,min}$, minimum shear reinforcement is to be provided
  - ✓ If $V_{s,min} < V_s < V_s'$, which $V_s' = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\ b_w*d$, so design for the V_s value and the maximum spacing is the lowest of 600mm or d/2.

- ✓ If $V_s' < V_s < V_{s,max}$, which $V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{fc'}\ b_w*d$, so design for the V_s value and the maximum spacing is the lowest of 300mm or d/4.
- ✓ If $V_s > V_{s,max}$, the section dimensions must be changed.

☒ The section capacity for shear force is:

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\ b_w*d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 600 * 507.5 * 10^{-3} = 248.62$ kN.

$\Phi\ V_c = 0.75*248.62 = 186.47$ kN.

$\frac{1}{2}\Phi\ V_c = 93.23$kN.

☒ For minimum shear reinforcement:

$V_{s,min} = \frac{1}{3} * 600 * 507.5 * 10^{-3} = 101.5$ kN. **(Control)**

Or $V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 600 * 507.5 * 10^{-3} = 93.23$ kN.

Assume 2legØ10 with $A_v = 2*78.54 = 157.08\ mm^2$,

$$S = \frac{A_v f_{yt}\ d}{v_s} = \frac{157.08 * 420 * 507.5}{101.5 * 1000} = 329.87\ mm$$

Maximum spacing,

$S_{max} = 600$ or $507.5/2 = 253.75$ (Controls), use 2legØ10 at 250mm.

The maximum shear value that minimum shear reinforcement can resist:

$Vu = \Phi\ (Vs_{,min} + V_c) = 0.75 * (101.5 + 248.62) = 262.59$ kN.

Check the shear values under the three cases described before:

- There is no shear value exists in the first case.

- Case 2:
  Shear force values 219.3 and 149.2 are exist in this case,
  $112.06 < (149.2/219.3) < 224.13$.
  Minimum shear reinforcement is required.

- Case 3:
  - ✓ $V_s' = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\ b_w*d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 600 * 507.5 * 10^{-3} = 497.25$ kN.
  - ✓ $V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{fc'}\ b_w*d = \frac{2}{3}\sqrt{24} * 600 * 507.5 * 10^{-3} = 994.5$ kN.

  Assume 4legØ10 with $A_v = 4*78.54 = 314.16\ mm^2$

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{314.16 * 420 * 507.5}{386.86 * 1000} = 173.1\ mm$$

Maximum spacing,

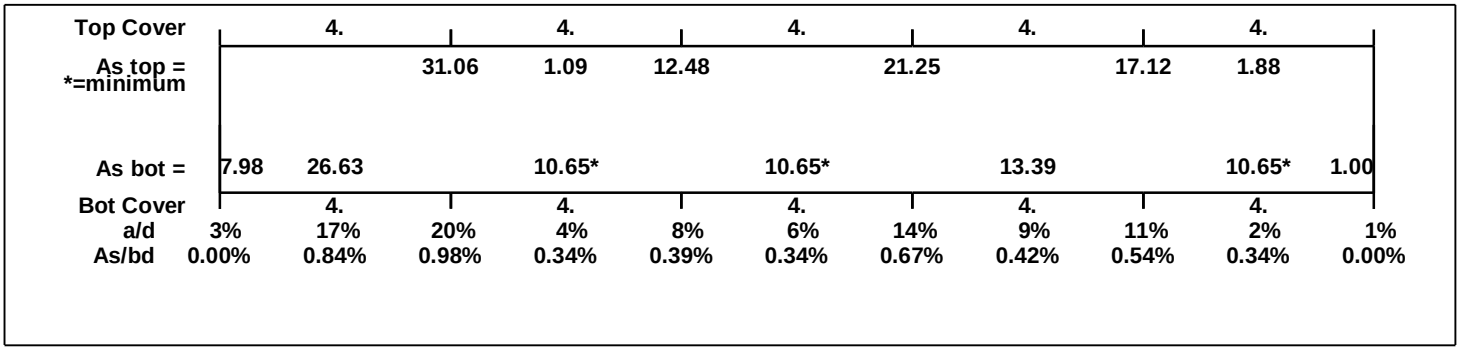
S_{max} = 300 or S_{max} = 507.5/4 = 126.9 (Controls) < 173.1 mm, use 4legØ10 at 100mm.

R e i n f o r c e m e n t (cm 2)

Concrete: B300 Main reinforcement fy = 420

Moment redistribution: No

Support moment at: Center



S h e a r

Shear design: Stirrups only

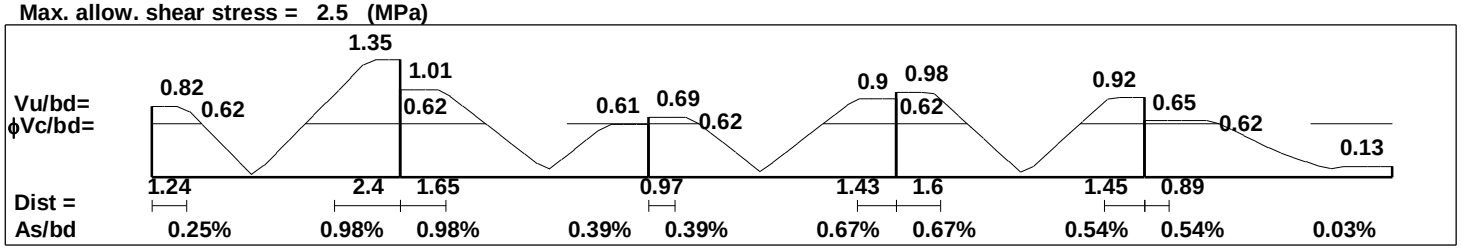
Stirrups fy = 420 Shear reduction: Yes

Exterior pinned supports - % of span As extended: Left = 30% Right = 30%

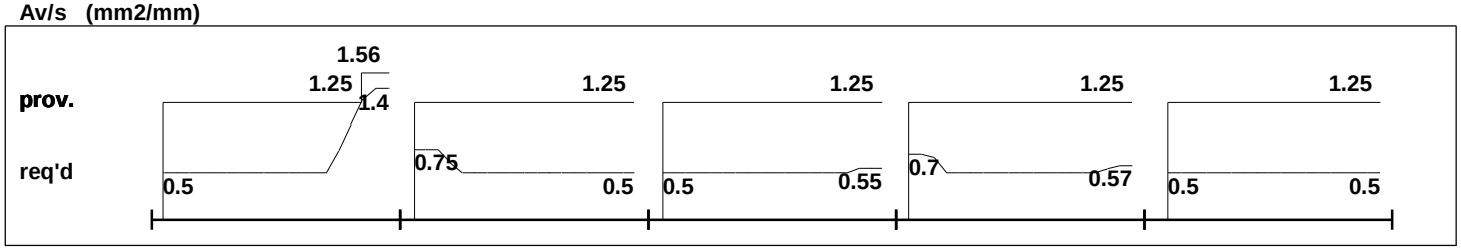
Stirrups: Diameter: Min. = 10 Max. = 10 Spacing: Min. =5. Incr. = 5.

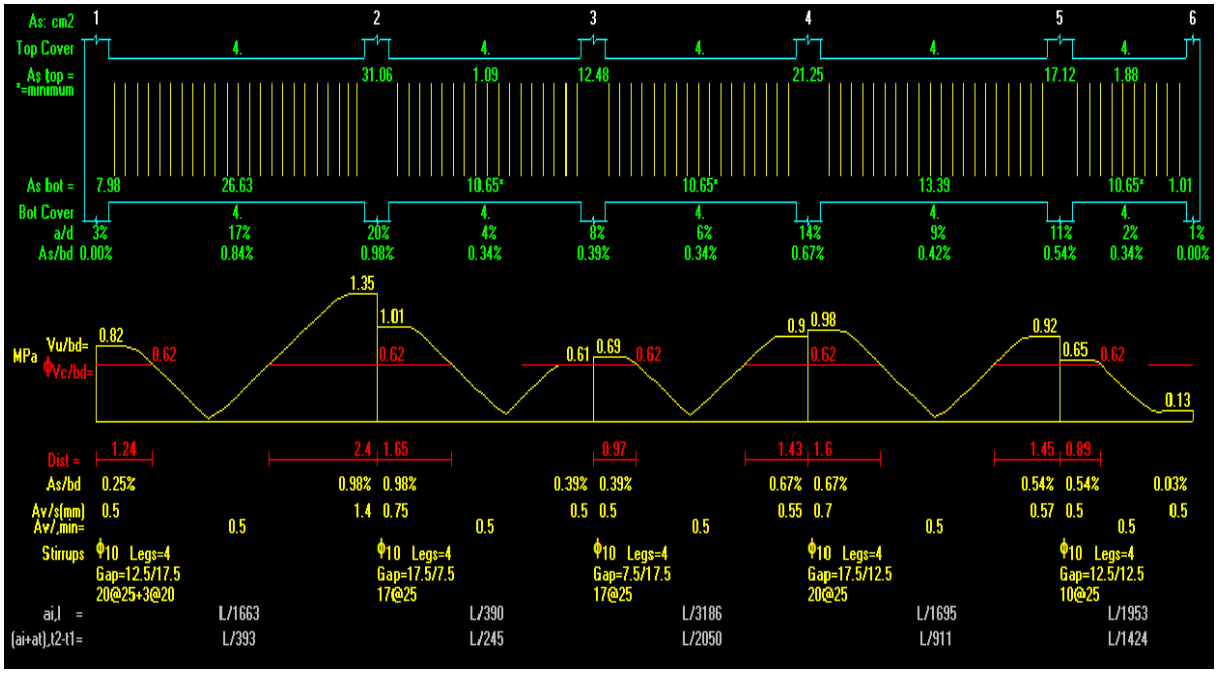
Legs: 4/4 Max no. of groups: 5 Max. =Code

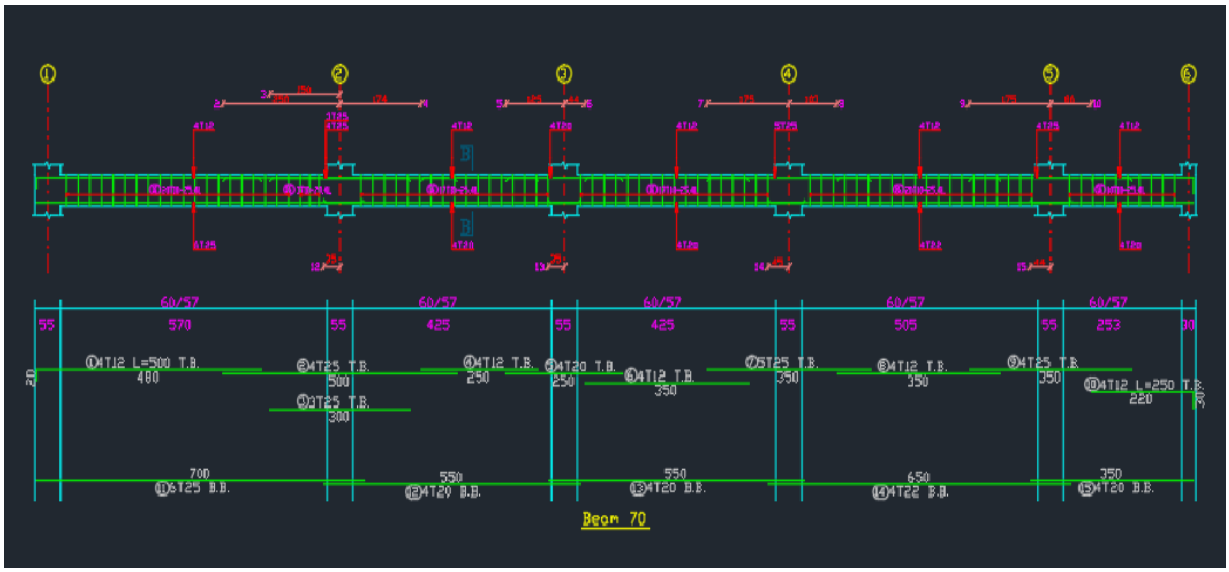
Max. allow. shear stress = 2.5 (MPa)



Av/s (mm2/mm)




As: cm2
Top Cover
As top =
*=minimum
As bot =
Bot Cover
a/d
As/bd
MPa
Vu/bd=
ϕVc/bd=
Dist =
As/bd
Av/s(mm)
Av/,min=
Stirrups
ai,l =
{ai+ai},t2-t1=
ϕ10 Legs=4
Gap=12.5/17.5
20@25+3@20
Gap=17.5/7.5
17@25
Gap=7.5/17.5
17@25
Gap=17.5/12.5
20@25
Gap=12.5/12.5
10@25
L/1663
L/393
L/390
L/245
L/3186
L/2050
L/1695
L/911
L/1953
L/1424


Beam 70

4-8 Design of Stair (Stair#1)

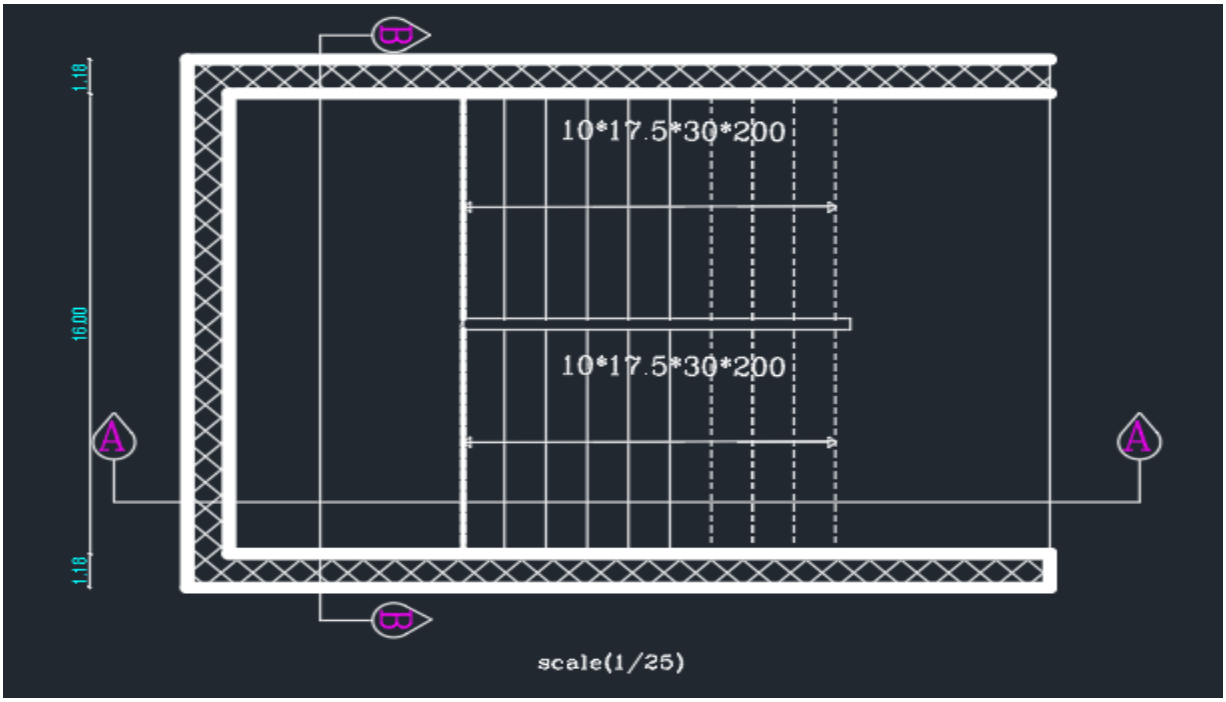


Fig 4.6: Stair Plan.

✓ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

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

1- Design of Flight :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.6/20 = 18\ cm$

Take h = 20 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(2/3.6) = 29^{o}$

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

Table (4.6): Dead Load Calculation of Flight.

No.	Parts of Flight	Calculation
1	**Tiles**	23*0.03*1*((0.3+0.2)/0.3) = 1.15KN/m
2	**Mortar**	22*0.03*1*((0.3+0.2)/0.3) = 1.1KN/m
3	**Stair**	25*0.5*0.2*1 = 2.5KN/m
4	**R.C**	25*0.2*1 / cos29o = 5.59KN/m
5	**Plaster**	22*0.02*1 / cos29 = 0.49KN/m
		Sum = 10.83KN/m

Live Load For Landing For 1m Strip = 3*1 = 3 KN

Factored Load For Flight :-

$W_U = 1.2 \times 10.83 + 1.6 \times 3 = 17.8 KN/m$

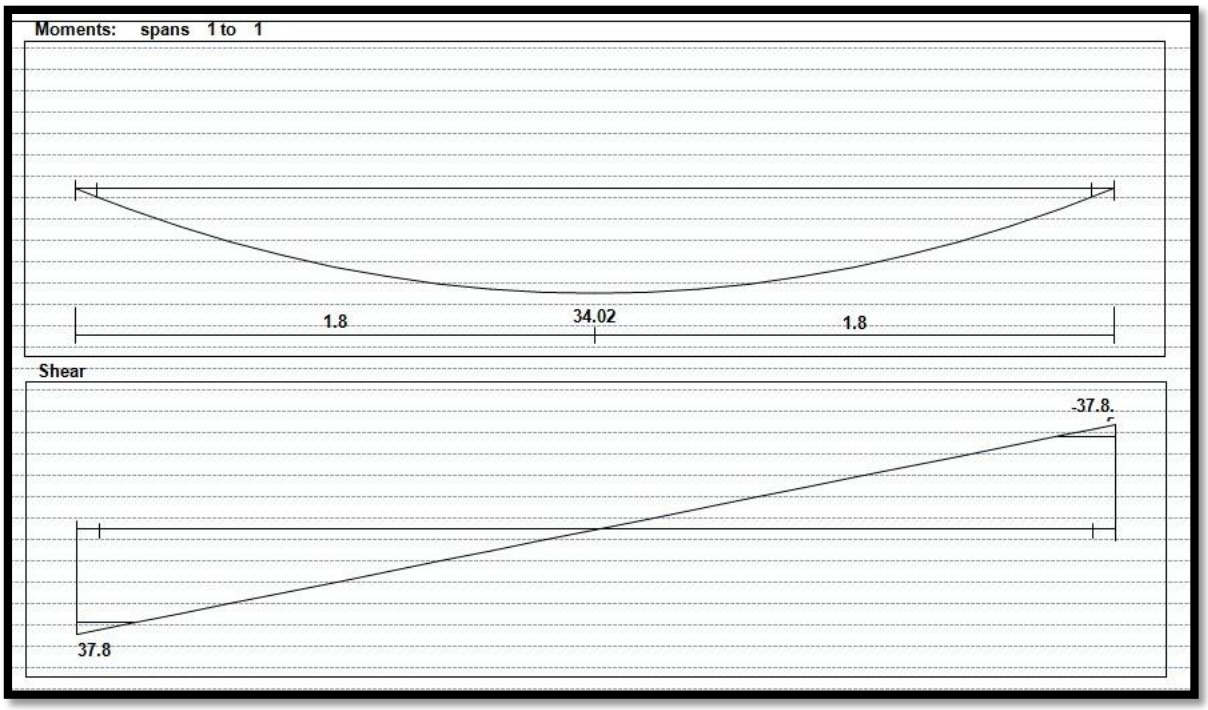


Fig 4.10: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

✓ Design of Shear for Flight :- (Vu=37.8 KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 173 = 141.25$ Kn

$\Phi\ V_c = 0.75 * 141.25 = 105.94$ KN > Vu = 37.8 KN…… **No shear reinforcement are required**

✓ Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=34.02 KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{34.02\times10^6}{0.9\times1000\times173^2} = 1.26\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.5$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.5\times1.26}{420}}\right) = 0.00308$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00308 ×1000×173 = 533.5 mm^2/m

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

As_{req} = 533.5 mm^2>$A_{s,min}$=360 mm^2/m

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*200 = 600 mm

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

S = 450 mm

S = 330 mm **…… is control**

Use ø12 @ 100 mm , $A_{s,provided}$= 1130 mm^2>$A_{s,required}$ = 533.5 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1130\times420}{0.85\times1000\times24} = 23.26\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{23.26}{0.85} = 27.36\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{173-27.36}{27.36}\right) = 0.016 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

✓ Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*220 = 360 mm^2

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

2- Design of Middle Landing :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 4.6 /20 = 23$ cm

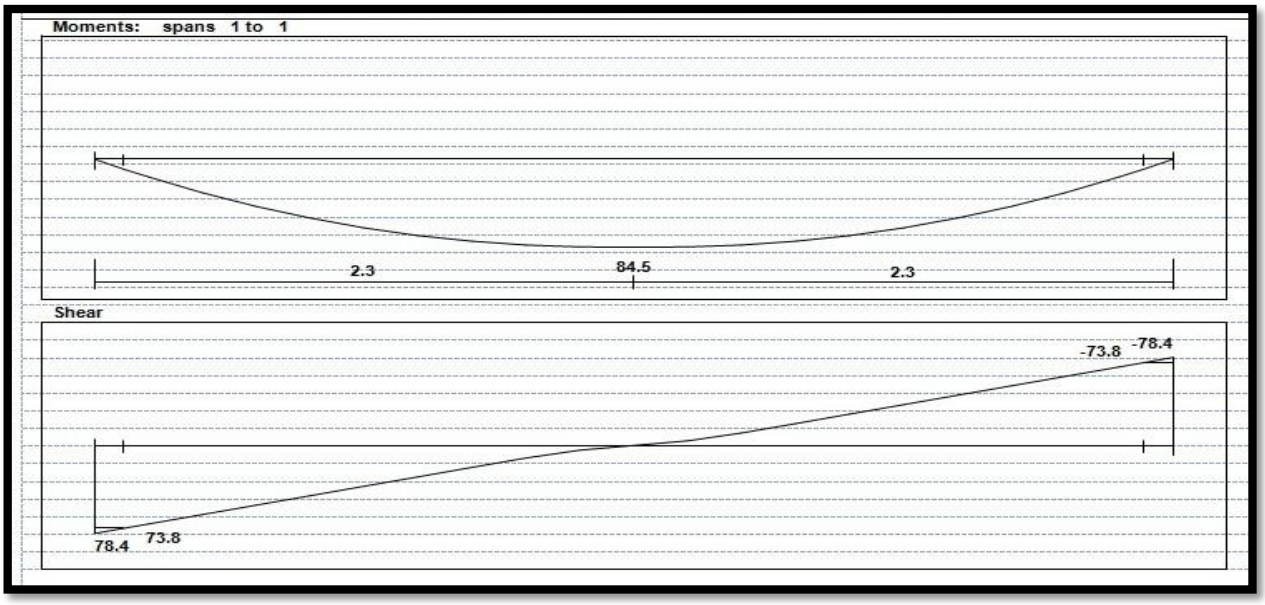
Take h = 25 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For (LA1) Landing For 1m Strip:-

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

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



Live Load For Landing = 3*1 = 3 KN/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×8.04 + 1.6×3 = 14.5KN/m

Factored Load From Flight :-

$$W_{LA1} = \frac{W_{FL1}}{L} = \frac{37.8}{2} = 18.9\ KN/m$$

Fig 4.12: Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing.

✓ Design of Shear:- (Vu=78.4KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 196.67$ KN

Φ* V_c = 0.75* 196.67 = 147.5Kn> Vu = 78.4 KN**….. No shear reinforcement are required**

✓ Design of Bending Moment :- (Mu=84.5KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{84.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.88\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.5$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.5\times1.88}{420}}\right) = 0.00466$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00466×1000×223 = 1041.0 mm^2

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

$A_{s,req}$ = 1041.0 mm^2**…… is control**

Check for Spacing:-

S = 3h = 3*250 =750 mm

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

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12@100 mm ,$A_{s,provided}$= 1130 mm^2>$A_{s,required}$= 1041 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{1130\times420}{0.85\times1000\times24} = 19.94\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{19.94}{0.85} = 23.46\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{223-23.46}{23.46}\right) = 0.0255 > 0.005 \ \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

4-9 Design of Column (C,144)

✓ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

Factored Load:-

P_U =1800 KN

✓ Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.01$

$\phi * \text{Pn} = 0.65 \text{ x } 0.8 \times \text{Ag}\{0.85\, fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$

$1800 = 0.65 \text{ x } 0.8 \times \text{Ag}\{0.85 * 24(1-0.01) + 0.01 * 420\}$

Ag= 141889.6 mm2

Assume Rectangular Section

h = 300 mm

b = 141889.6 /300 = 470 mm

Select b = 600 mm

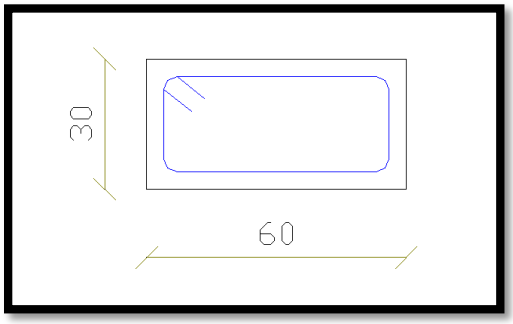


Fig 4.15 : Column section

✓ Check Slenderness Parameter:-

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

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor. According to ACI 318 (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 = 3.85- 0.32= 3.53 m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about Y-axis (b= 0.60 m)**

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

- $$\frac{1\times 3.53}{0.3\times 0.60} = 19.6 < 22$$

Column Is Short About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.30m)**

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

$$\frac{1\times 3.53}{0.3\times 0.30} = 39.2 > 22$$

Column Is Long About X-axis

✓ Minimum Eccentricity:-

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

$$\min ey = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24mm = 0.024m$$

$$ey = 0.024m$$

✓ Magnification Factor:-

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 and \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$

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

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

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

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{24} = 24870.6Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (900)}{1800} = 0.6 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.60 \times 0.30^3}{12} = 0.00135m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 24870 \times 0.00135}{1 + 0.6} = 8.39MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 8.39}{(1 * 3.53)^2} = 10.19kN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1800}{0.75*10190}} = 1.308 \geq 1.0 and \leq 1.4$$

✓ Interaction Diagram:-

$ey = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.024 \times 1.308 = 0.0314m$

$\frac{ey}{h} = \frac{0.0314}{0.6} = 0.052$

$\frac{\gamma}{h} = \frac{300 - 2*40 - 2*10 - 16}{350} = 0.613$

From the interaction diagram chart

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

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

then for $\frac{\gamma}{h} = 0.613 \rightarrow \rho g = 0.01$

Select reinforcement

$Ast = \rho g \times Ag = 0.01 \times 300 * 600 = 1800 mm^2$

Select $10\phi 20$ $with\ As = 3140 mm^2 > Ast = 1800 mm^2$.

✓ Design of the Stirrups:-

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

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.0 = 25.6\ cm$

$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$

$spacing \leq 40\ cm$

$Use \phi 10 @ 20\ cm$

4.11 Design of Footing (F3)

✓ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column C63)

Dead Load = 987Kn , Live Load = 557 Kn

Total services load = 987 + 557 = 1544 Kn

Total Factored load = 1.2*987 + 1.6*557 = 2075.6 Kn

Column Dimensions (a*b) =70*40 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 400 Kn/m2

Assume h = 50cm

$q_{net-allow}$ = 400 –18*0.25 – 25*0.60 = 384.9kn/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1544}{384.9} = 4.01\ m^2$$

Assume Square Footing

B required = 2.01 m

Select B = 2.1 m

✓ Bearing Pressure :-

q_u = 2075.6/2.1*2.1 = 470.6 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 = 50cm , bar diameter ø 12 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 500 – 75 – 12 = 413 mm

$Vu = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L$

$Vu = 470.6 * \left(\frac{2.1-0.70}{2} - 0.413\right) * 2.1 = 382.5Kn$

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

$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2100 * 413 = 573.6Kn$

$\phi.Vc = 573.6KN > Vu = 382.5Kn$

$\therefore$ *Safe*

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$Vu = Pu - FR_b$

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

$Vu = 2075.6 - 470.6[(0.7 + 0.413) * (0.4 + 0.413)] = 1216.3Kn$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{70}{40} = 1.75$$

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

$$b_o = 2*(41.3+70)+2*(41.3+40) = 365.2cm$$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.75}\right)*\sqrt{24}*3652*413 = 2992.8Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*413}{3652}+2\right)*\sqrt{24}*3652*413 = 3254Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4044*561 = 3001.1Kn$$

ΦVc =1995.3 Kn>Vu=1216.3Kn

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L$ = 470.6 * $\left(\frac{2.1-0.70}{2}\right)$ *2.1=790.6Kn

Mu = 470.6*2.1*0.8*0.8/2 = 316.3Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{316.3\times10^6}{0.9\times2100\times413^2} = .98Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.5$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.5\times0.98}{420}}\right) = 0.0024$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.0024\times2100\times413 = 2080.5\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*2100*500 = 1890\ mm^2$

$A_{s,req} > A_{s,min}$ 1890 mm^2

As,req =2080.5…… is control

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*50 = 150cm

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

S = 45 cm **…… is control**

<u>Use 19ø12in Both Direction, $A_{s,provided}$= 2147.8mm^2>$A_{s,required}$= 2080.5 mm^2… Ok</u>

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2147.8\times420}{0.85\times2100\times24} = 18\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{18}{0.85} = 21.1\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{413-21.1}{2621.1}\right) = 0.055 > 0.005 \ \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

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

$A_1 = 70 * 40 = 0.28\ m^2$

$A_2 = 210 * 210 = 4.41\ m^2$

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4.41}{0.28}} = 4.2 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 250 \times 2) = 7735 Kn$

$\Phi Pn = 7735 > Pu = 2075.6 \ldots\ldots\ldots ok$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 250) = 3867.5 Kn$

$\Phi Pn = 3867.5 > Pu = 2075.6 kn \ldots\ldots\ldots ok$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 700 *400 = 1400 mm2

Use 14ø16, $A_{s,provided}$= 2813.5 mm^2>$A_{s,required}$= 1400mm^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

$Ktr = 0\ (No\ stripes)$

$cb = 50 + \frac{16}{2} = 58mm\ \ Or\ cb = \frac{110}{2} = 55\ mm$

$\frac{ktr + cb4}{db} = \frac{0 + 55}{16} = 3.4 > 2.5$

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

$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\ mm$> 300mm

$Ld_{T\ available} = \frac{2100-700}{2}$ -75= 725 mm

$Ld_{T\ available}$ = 725 mm >$ld_{req} = 365.75\ mm$**…….. OK**

Compression Development Length In Footing :-

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

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*16}{\sqrt{24}}$ = 304.8> 0.043*420*16 = 288.96>200mm

Ld_{Creq}= 304.8 mm

$Ldc_{available}$ = 500 – 75 – 16 – 16 = 393mm >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

elect Lsc = 500 mm

5

الفصـــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 مقدمة .

2-5 النتائج.

3-5 التوصيات.

1-5 مقدمة :

في هذا المشـــروع تم الحصـــول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور, بعد دراســـة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمستشفى المقترح بناؤه في مدينه الخليل.

وتم إعداد المخططات الانشـائية بشـكل مفصـل ودقيق وواضـح لتسـهيل عملية البناء, ويقدم هذا التقرير شـرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2-5 النتائج :-

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الإعتبار.
4. لقد تم اســـتخدام نظام عقدات المفرغة(One Way Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشـــكل المنشـأ, كما تم اسـتخدام نظام العقدات المفرغة(Tow Way Ribbed Slab) في منطقة الريسـبشـن في الارضـي، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
5. برامج الحاسوب المستخدمة:-

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

a. AutoCAD (2014) :- 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.

6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
7. 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.

3-5 التوصيات :-

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 المعماري ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

تم بحمد الله