

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين



مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ "مستشفى الخليل الخاص"

فريق العمل

قصي وليد أبو ريان

أنس ناجح هسلمون

ناجي راشد سعيد

إشراف

م. سفيان الترك

2021

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل- فلسطين



التصميم الإنشائي لـ "مستشفى الخليل الخاص"

فريق العمل

قصي وليد أبو ريان

أنس ناجح هشلمون

ناجي راشد سعيد

بناءً 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 رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

م. فيضي شبانة

م. سفيان الترك

.....

.....

2021

الإهداء

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

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

على ما نؤمن به... هو من بعض غرسهم

أمهاتنا وأبائنا أدام الله نورهم..

إلى العلم، والتربية، والوقار، والإخلاص، والتواضع

أساتذتنا الكرام..

إلى دعائم قوتنا وطموحنا... بلسم علّتنا وجروحنا

إخواننا وأخواتنا..

إلى كل الأوفياء المخلصين اللذين جعلوا من الوفاء شمعة تنير دربهم

إلى من يجسدون الوفاء في أرقى صورته

أصدقائنا ورفقاء دربنا..

وإلى شهدائنا الأبرار وأسرانا اليوازل

وإلى كل من أخذ ويأخذ بأيدينا إلى قمة المجد

نُهدي هذا المشروع..

فريق العمل

شكر وتقدير

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه، فحمدًا لله حمدًا 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، متحدثين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

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

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

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

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ "مستشفى الخليل الخاص"

فريق العمل

قصي وليد أبو ريان

أنس ناجح هشلمون

ناجي راشد سعيد

إشراف :

م. سفيان الترك

2021

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

المشروع عبارة عن مستشفى، يحتوي ستة طوابق منها موقف للسيارات، مختلفة في التوزيع المعماري واستخدام الفراغات والتداخلات الكتلية لأجزاء هذا المبنى، مما أكسبنا المعرفة الواسعة في التصميم الإنشائي للأبنية الخرسانية.

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمستشفى متكامل يحتوي كافة الأقسام والخدمات الطبية اللازمة للمرضى والزوار من قسم طوارئ سهل الوصول، مواقف سيارات داخلية وخارجية، غرف للمرضى والعمليات بأعداد مناسبة، عيادات خارجية، مختبرات طبية، مراكز للعلاج الطبيعي، مصاعد وسلالم في كافة أرجاء المبنى، مساحات واسعة للراحة والإنتظار وغيرها.

يتألف المشروع من عدة مراحل تتمثل بدايةً بالتدقيق المعماري للمخططات، وقد تم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع. وبعد ذلك قمنا بمرحلة التصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية بمساعدة بعض البرامج التصميمية الإنشائية وعرض نتائجها على شكل أرقام ومخططات.

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام كود (ASCE 10-16) ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 08)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Autocad2020, Office2019, Atir2018, وغيرها...

والله ولي التوفيق،،

Abstract

Structural Design for Hebron Hospital.

Prepared by:

Anas Najeh Hashlamoun

Naji Rashed Said

Qusai Waleed Abu-Rayyan

Supervisor

Eng .Sufian Al-Turk

Project objectives can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the building project, the slabs, beams, columns, foundations, walls and other structural elements.

The project is about a hospital consists six floors including the parking. The variation of the architectural distribution was included in each floor such as area exploits, which has gave us the knowledge in the structural design of concrete buildings.

The idea of this project is the structural design of a hospital contains all the necessary services to all patients, like inside and outside parking, emergency department with an easy access, enough numbers of patients and operations rooms and other departments like outside clinics, physical therapy and etc...

The project consists of several stages start with checking the architectural plans, then selecting the various structural elements of the slabs, columns, beams, foundations and shear walls details which match the architectural requirements of the building, then we designed the structural elements using computer programs then we collected the results as numbers and sketches.

We depend on the Jordanian code to determine the live loads, and to determine the loads of earthquakes we used (ASCE 10-16), for analyzing and design the structural sections we depended the American code (ACI_318- 08), we used some computer programs such as: Autocad 2020, Office2019, Atir 2018, and others.

قائمة المحتويات

رقم الصفحة	الصفحات الابتدائية
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	الملخص باللغة العربية
VI	الملخص باللغة الانجليزية
VII	قائمة المحتويات
X	قائمة الأشكال
XI	List of Figures
XIII	قائمة الجداول
XIII	List of Tables
XIV	List of Abbreviations

رقم الصفحة	المقدمة	الفصل الاول
1	مقدمة	1-1
2	أهداف المشروع	2-1
2	أهداف المشروع المعمارية	1-2-1
2	أهداف المشروع الإنشائية	2-2-1
2	مشكلة المشروع	3-1
2	المسلمات	4-1
3	فصول المشروع	5-1
3	الجدول الزمني للمشروع	6-1

رقم الصفحة	الوصف المعماري	الفصل الثاني
4	مقدمة	1-2
5	لمحة عامة عن المشروع	2-2
6	موقع المشروع	3-2
7	أهمية الموقع	1-3-2
7	حركة الشمس والرياح	2-3-2
7	الرطوبة	3-3-2
8	وصف طوابق المشروع	4-2
8	طابق التسوية الثاني	1-4-2
9	طابق التسوية الأول	2-4-2
9	الطابق الارضي	3-4-2

10	الطابق الاول	4-4-2
10	الطابق الثاني	5-4-2
11	الطابق الثالث	6-4-2
12	الواجهات	5-2
12	الواجهة الجنوبية	1-5-2
12	الواجهة الشمالية	2-5-2
13	الواجهة الشرقية	3-5-2
13	الواجهة الغربية	4-5-2
14	لقطات ثلاثية الأبعاد	5-5-2
15	وصف الحركة والمداخل	6-2

16	الوصف الانشائي	الفصل الثالث
17	مقدمة	1-3
17	الهدف من التصميم الانشائي	2-3
17	مراحل التصميم الانشائي	3-3
18	الأحمال	4-3
18	الأحمال الميتة	1-4-3
18	الأحمال الحية	2-4-3
19	الأحمال البيئية	3-4-3
19	أحمال الرياح	1-3-4-3
21	أحمال الثلوج	2-3-4-3
21	أحمال الزلازل	3-3-4-3
22	الاختبارات العملية	5-3
22	العناصر الانشائية	6-3
22	العقدات	1-6-3
22	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	1-1-6-3
23	عقدات مصممة ذات الاتجاهين	2-1-6-3
23	Flat Plate	3-1-6-3
24	الأدراج	2-6-3
24	الجسور	3-6-3
25	الأعمدة	4-6-3
25	جدران القص	5-6-3
26	الأساسات	6-6-3
26	فواصل التمدد	7-6-3
27	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	7-3

Chapter 4	Chapter 4. Structural Analysis and Design	28
4-1	Introduction	29
4-2	Design method and requirements	29
4-3	Factored loads	30
4-4	Determination of minimum thickness of structural members	30
4-5	Rib Design	31
4-6	Beam Design	42
4-7	Column Design	50
4-8	Stairs Design	54
4-9	Basement Wall Design	73
4-10	Shear Wall Design	76
4-11	Isolated Footing Design	80
4-12	Strip Footing Design	88

90	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
91	مقدمة	1-5
91	النتائج	2-5
92	التوصيات	3-5

قائمة الأشكال

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
6	خارطة الموقع الجغرافي للمشروع	الشكل (1-2)
8	مسقط طابق التسوية الثاني	الشكل (2-2)
9	مسقط طابق التسوية الأول	الشكل (3-2)
9	مسقط الطابق الارضي	الشكل (4-2)
10	مسقط الطابق الأول	الشكل (5-2)
10	مسقط الطابق الثاني	الشكل (6-2)
11	مسقط الطابق الثالث	الشكل (7-2)
12	الواجهة الجنوبية	الشكل (8-2)
12	الواجهة الشمالية	الشكل (9-2)
13	الواجهة الشرقية	الشكل (10-2)
13	الواجهة الغربية	الشكل (11-2)
14	لقطة ثلاثية الأبعاد (1)	الشكل (12-2)
14	لقطة ثلاثية الأبعاد (2)	الشكل (13-2)
20	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	الشكل (1-3)
22	العقدات ذات العصب الواحد	الشكل (2-3)
23	عقدة مصمتة ذات الاتجاهين	الشكل (3-3)
23	Flat Plate	الشكل (4-3)
24	الدرج	الشكل (5-3)
24	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	الشكل (6-3)
25	أنواع الأعمدة من حيث الشكل	الشكل (7-3)
25	جدران قص	الشكل (8-3)
26	أساس مفرد	الشكل (9-3)
27	فواصل التمدد	الشكل (10-3)

List of Figures (For Chapter 4)

Figure No.	Description	Page No.
4-1	Variation of ϕ factor with net tensile strain (ACI 318)	30
4-2	Rib (R1) - Basement (-2) Floor	31
4-3	Geometry for Rib (R1)	31
4-4	Section in Rib (R1)	31
4-5	System of Rib (R1)	31
4-6	Section in Rib	32
4-7	System of Topping	32
4-8	Section in Rib	34
4-9	Service loads on Rib	34
4-10	Shear envelope of Rib	35
4-11	Bending moment envelope of Rib	36
4-12	Bending moment envelope of Rib	39
4-13	Beam (01) - Basement (-2) Floor	42
4-14	Geometry for Beam "B01-B(-2)"	42
4-15	System for Beam "B01-B(-2)"	42
4-16	Section of Beam	43
4-17	Service loads on Beam	43
4-18	Bending moment envelope of Beam	44
4-19	Shear envelope of Beam	45
4-20	Bending moment envelope of Beam	47
4-21	Bending moment envelope of Beam	49
4-22	System & Geometry of Column (C20) - Basement (-1) Floor	50
4-23	Loading system (1) of stairs	54
4-24	System (1) of stairs	54
4-25	Section in flight	55
4-26	Factored loads on stairs	55
4-27	Shear force diagram of stairs	56
4-28	Bending moment diagram of stairs	56
4-29	System of landing (L5)	58
4-30	Factored loads with shear & moment diagrams for the first (50 cm) of landing (L5)	59
4-31	Factored loads with shear & moment diagrams after (50 cm) of landing (L5)	61
4-32	Factored loads with shear & moment diagrams for the first (50 cm) of landing (L6)	63

4-33	Factored loads with shear & moment diagrams after (50 cm) of landing (L6)	65
4-34	Loading system (2) of stairs	67
4-35	System (2) of stairs	67
4-36	Section in flight	68
4-37	Factored loads on stairs	69
4-38	Shear force diagram of stairs	70
4-39	Bending moment diagram of stairs	70
4-40	Geometry of basement wall	73
4-41	System & loads acting on basement wall	74
4-42	Shear & Moment diagrams of basement wall	74
4-43	System with Shear & Moment diagrams of shear wall	76
4-44	Geometry of isolated footing	80
4-45	Critical section at distance d from face of (C20)	81
4-46	Critical section at distance d from face of (C20)	81
4-47	Punching shear critical area	82
4-48	Punching shear critical area	83
4-49	Critical section from face of (C20) in X-direction	84
4-50	Critical section from face of (C20) in Y-direction	85
4-51	Geometry of strip footing	88
4-52	Critical section at distance d from face of the wall	88
4-53	Critical section from face of the wall	89

قائمة الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
3	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2020 / 2021)	جدول (1-1)
18	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (1-3)
18	الأحمال الحية لعناصر المبنى	جدول (2-3)
19	سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالمانى DIN 1055-5	جدول (3-3)
21	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	جدول (4-3)

List of Tables (For Chapter 4)

Table Number	Table Name	Page Number
Table (4-1)	Determination of minimum thickness of structural member	30
Table (4-2)	Dead load calculation of topping	32
Table (4-3)	Dead load calculation of Rib	34
Table (4-4)	Dead load calculation of flight	55
Table (4-5)	Dead load calculation of landing	58
Table (4-6)	Dead load calculation of landing	62
Table (4-7)	Reinforcement of system (1) stairs	66
Table (4-8)	Dead loads calculation of flight	68
Table (4-9)	Dead loads calculation of landing	68
Table (4-10)	Reinforcement of system (2) stairs	72

List of Abbreviations

- **As** = Area of non-prestressed tension reinforcement.
- **As'** = Area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = Gross area of section.
- **Av** = Area of shear reinforcement within a distance (S).
- **b** = Width of compression zone of member.
- **bw** = Web width, or diameter of circular section.
- **Cc** = Compression resultant of concrete section.
- **Cs** = Compression resultant of compression steel.
- **DL** = Dead loads.
- **LL** = Live loads.
- **d** = Distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = Modulus of elasticity of concrete.
- **fc'** = Compression strength of concrete.
- **fy** = Specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = Overall thickness of member.
- **Lc** = Length of clear span
- **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 between parallel rebars.

- V_n = Nominal shear stress.
- V_c = Nominal shear strength provided by concrete.
- V_s = Nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = Factored shear force at section.
- W_u = Factored load per unit area.
- ϕ = Strength reduction factor.
- ϵ_c = Compression strain of concrete = 0.003.
- ϵ_s = Strain of tension steel.
- ϵ_s' = Strain of compression steel.
- ρ = Ratio of steel area.
- λ = Modification factor to reflect the reduced mechanical properties of lightweight concrete relative to normal weight concrete of the same compressive strength
- c = Concrete cover.
- b_e = Effective width of the member.
- x = Distance from the extreme compression fiber to the neutral axis of the concrete section.
- K_{tr} = Transverse reinforcement index.
- β_{dns} = Ratio used to account for reduction of stiffness of columns due to sustained axial loads.
- β_1 = Factor relating depth of equivalent rectangular compressive stress block to depth of neutral axis.
- δ_{ns} = Moment magnification factor used for frames not braced against sidesway, to reflect lateral drift resulting from lateral and gravity loads
- γ = Unit weight.
- k = Effective length factor.
- e = Eccentricity.

- I = Moment of inertia of section about centroidal axis.
- C_m = Moment magnifier factor.
- P_c = Euler buckling load.
- M_c = Magnified moment.
- A_{smin} = Minimum area of steel.
- A_{sreq} = Required area of steel.
- F_s = Tensile stress in reinforcement at service loads, excluding prestressing reinforcement.
- ϕ_{soil} = Angle of friction of the soil.
- e_0 = Earth pressure at rest.
- k_0 = Earth pressure coefficient at rest.
- $\sigma_{allowable}$ = Allowable bearing pressure of soil.
- ψ_s = Factor used to modify development length based on reinforcement size.
- ψ_t = Factor used to modify development length for casting location in tension.
- ψ_e = Factor used to modify development length for coating bars.
- d_b = Bar diameter.
- L_{dt} = Tension development length of bars.
- L_{sc} = Compression lap splice length.

1

الفصل الأول المقدمة

1-1 مقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 المسلمات.

5-1 فصول المشروع.

6-1 الجدول الزمني.

1-1 مقدمة

يعتمد وجود البشر في أي مكان بالأرض على ثلاث: الغذاء، الكساء والدواء، لذلك وجود مستشفى يقدم الرعاية الصحية والعلاج لكافة المواطنين في أي مدينة من أهم عوامل إزدهارها وتطورها.

2-1 أهداف المشروع

تقسم أهداف المشروع إلى الأهداف المعمارية و الأهداف الإنشائية.

1-2-1 أهداف المشروع المعمارية

الهدف الرئيسي المعماري هو وضع تصميم مناسب بشكل عصري، ويخدم متطلبات تصميم المستشفيات بحيث يتوافر فيه جميع الأقسام الطبية ويوفر سهولة الحركة والراحة.

2-2-1 أهداف المشروع الإنشائية

- تعزيز القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب و المتوافق مع أهداف المبنى.
- ربط ما تم تعلمه بمساقات التصميم الإنشائي بالجانب العملي والتصميمي في المشروع.
- اكتساب مهارات و خبرات جديدة في مواجهة المشاكل والعقبات التي لم يتم التطرق لها في الجانب الأكاديمي النظري من دراستنا الجامعية.

3-1 مشكلة المشروع

تكمن مشكلة المشروع في إيجاد أنسب نظام إنشائي يحقق متطلبات المتانة و الخدماتية، بالإضافة الى تحليل و تصميم كافة العناصر الإنشائية المكونة للمشروع مثل العقدات و الجسور و الأعمدة و الأساسات... إلخ، بعد تحديد الأحمال لكل عنصر إنشائي يمكننا تحديد الأبعاد المطلوبة لذلك العنصر بالإضافة الى التسليح المطلوب، بعد ذلك سيتم عرض النتائج على شكل بيانات وأرقام و رسومات إنشائية للانتقال من مرحلة التصميم النظري الى التطبيق العملي في الموقع.

4-1 المسلمات

تهدف دراستنا الى اعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع، و سوف يتم الاعتماد في المشروع على كل من الكود الأمريكي (ACI -318-08) و الكود الأردني للأعمال.

5-1 فصول المشروع

- الفصل الأول : المقدمة.
- الفصل الثاني : الوصف المعماري.
- الفصل الثالث : الوصف الإنشائي.
- الفصل الرابع : التحليل و التصميم الإنشائي.

6-1 الجدول الزمني للمشروع

32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	الزمن المقترح للمشروع أسبوعياً
																																اختيار المشروع
																																دراسة الموقع
																																جمع المعلومات حول المشروع
																																دراسة المبنى معمارياً
																																دراسة المبنى إنشائياً
																																إعداد مقدمة المشروع
																																عرض مقدمة المشروع
																																التحليل الإنشائي
																																التصميم الإنشائي
																																إعداد مخططات المشروع
																																كتابة المشروع
																																عرض المشروع

جدول (1-1) : الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2021/2020).

2

الفصل الثاني الوصف المعماري

1-2 مقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 وصف طوابق المشروع.

5-2 الواجهات.

6-2 وصف الحركة و المداخل.

1-2 مقدمة

تعتبر العمارة أم العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواتمه، 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 ما بين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصرامة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبي 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 تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع

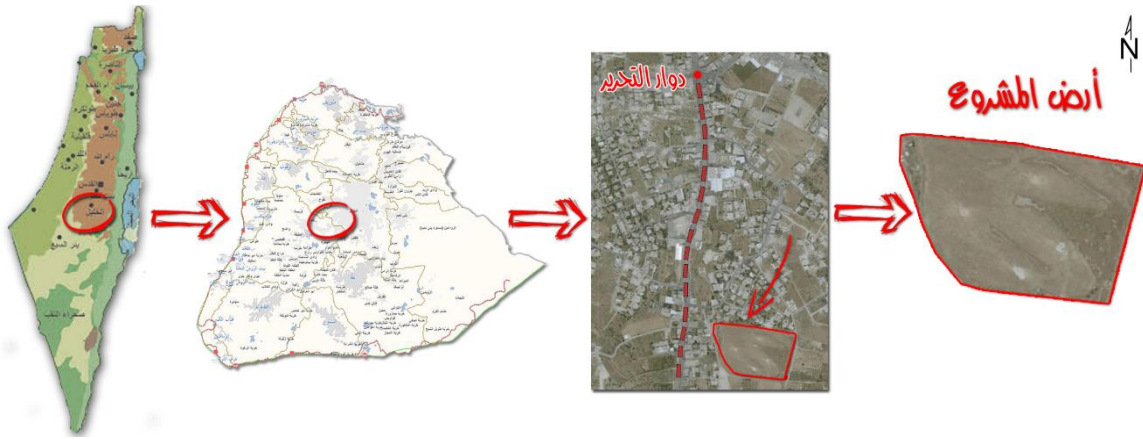
فكرة المشروع هي إقامة مستشفى في مدينة الخليل يتوافر فيه كافة الخدمات الطبية لكافة المواطنين والرعاية بهم، مع التصميم العصري الأنيق والذي يعتمد على مبدأ توزيع الكتل والفراغات، بشكل يخدم الوظائف الأساسية لأي مستشفى، من وجود قسم خاص للطوارئ سهل الوصول، مواقف داخلية وخارجية للسيارات تستوعب أعداد المواطنين، غرف مرضى وعمليات واسعة ومتعددة، مصاعد وسلالم في جميع أجزاء المبنى وفناء للإستراحة وغيرها..

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.

تقع القطعة المقترحة للمشروع في المنطقة الجنوبية من مدينة الخليل وبالتحديد في منطقة الحرايق على بعد 1 كيلومتر جنوب دوار التحرير.



الشكل (1-2): خارطة الموقع الجغرافي للمشروع.

1-3-2 أهمية الموقع

إن عملية 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 يضيف على خدمات المشروع وأجزائه صيغه التكمال والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار أرض للمستشفى:

1. **جغرافيه الموقع** : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.

2. **شبكة المواصلات**: هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.

3. **الغطاء النباتي**: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.

4. **أنماط المباني المحيطة** : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها، تجارية، صناعية، سكنية، أم خدماتية... الخ. وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

2-3-2 حركة الشمس و الرياح

تتعرض مدينة الخليل إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة، واليهما 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 انسجاماً، إذ تجعل الهواء معتدلاً جافاً، كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

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

3-3-2 الرطوبة

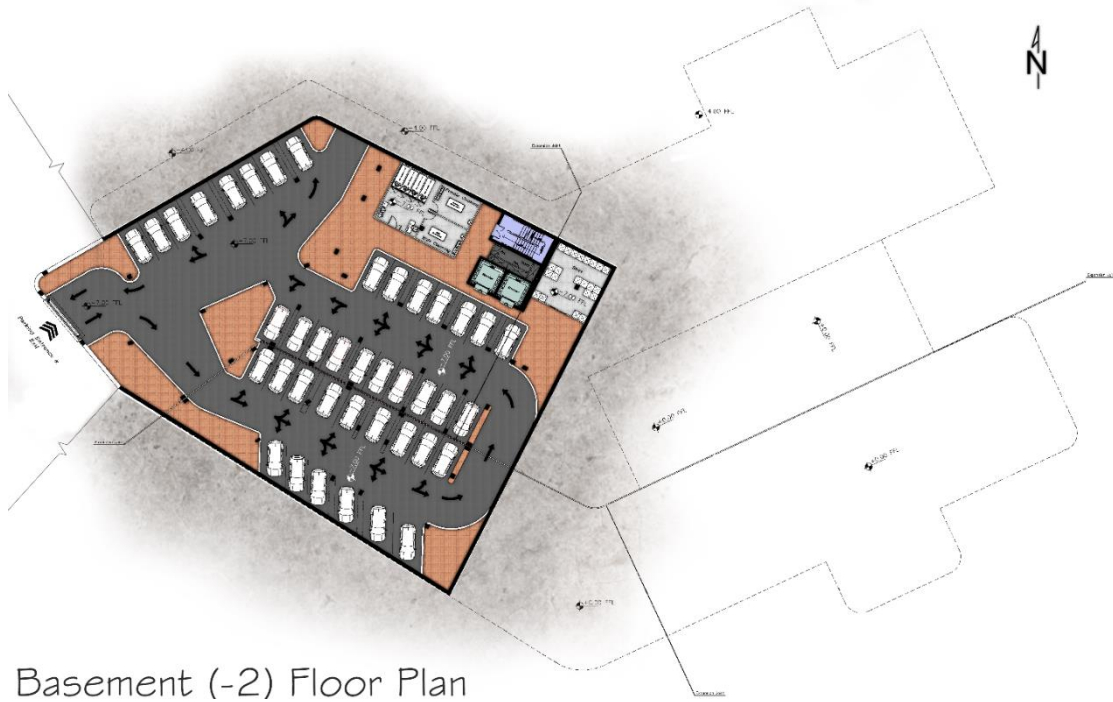
مناخ مدينة الخليل يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ الخليل يتباين تبعاً للتضاريس والمساحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية حيث إن الأمطار في الخليل تتراوح ما بين (400-600 ملم)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

4-2 وصف طوابق المشروع

مستشفى خاص يتكون من طوابق متفاوتة المساحات ومتنوعة الإستخدامات، من مواقف سيارات إلى طوارئ إلى مختبرات وغرف مرضى وكافة الأقسام يربط بينها مصاعد وسلالم مصممة حسب الإستخدام .

1-4-2 طابق التسوية الثاني (منسوب -7.00 م) بمساحة تقدر بـ 1941 م².

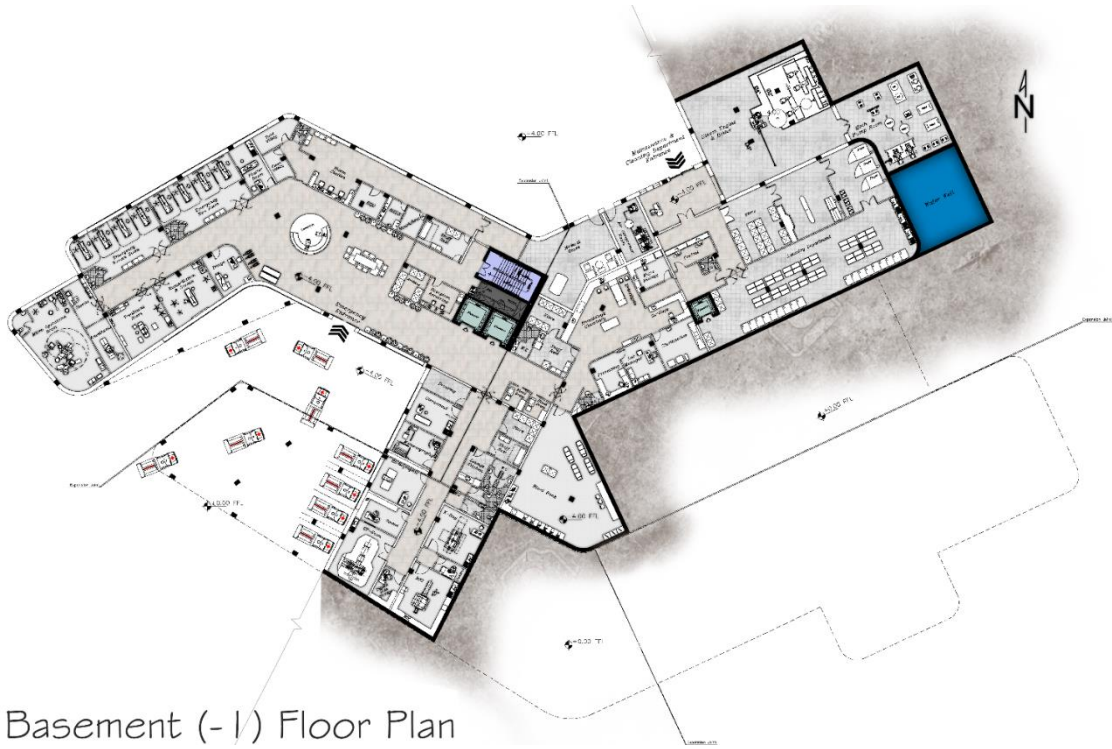
يحتوي هذا الطابق على مواقف سيارات عددها 40 موقفاً وبمساحات مناسبة تقدر بـ (5 × 2.5) م² لكل سيارة و مدخل بعرض 6 متر يكفي بدخول وخروج سيارتين بنفس الوقت، ومسالك واسعة تمكن السائق من الالتفاف والإصطفاف بشكل مريح ، كما يحتوي على مغاسل وثلاجات الموتى ، ومخزن للمشفى. الشكل (2-2) .



الشكل (2-2): مسقط طابق التسوية الثاني.

2-4-2 طابق التسوية الأول (منسوب 4.00 م) بمساحة تقدر 2665 م².

يتكون من قسم الطوارئ، قسم الأشعة، بنك الدم، قسم التنظيف والقسم الميكانيكي وبنر ماء الشكل (3-2).



Basement (- 1) Floor Plan

الشكل (3-2): المسقط الأفقي لطابق التسوية الأول.

3-4-2 الطابق الأرضي (منسوب 0.00 م) بمساحة تقدر 3408 م².

يتكون من المدخل الرئيسي، العيادات الخارجية، قسم العلاج الطبيعي، والكافيتيريا وغيرها. الشكل (4-2).

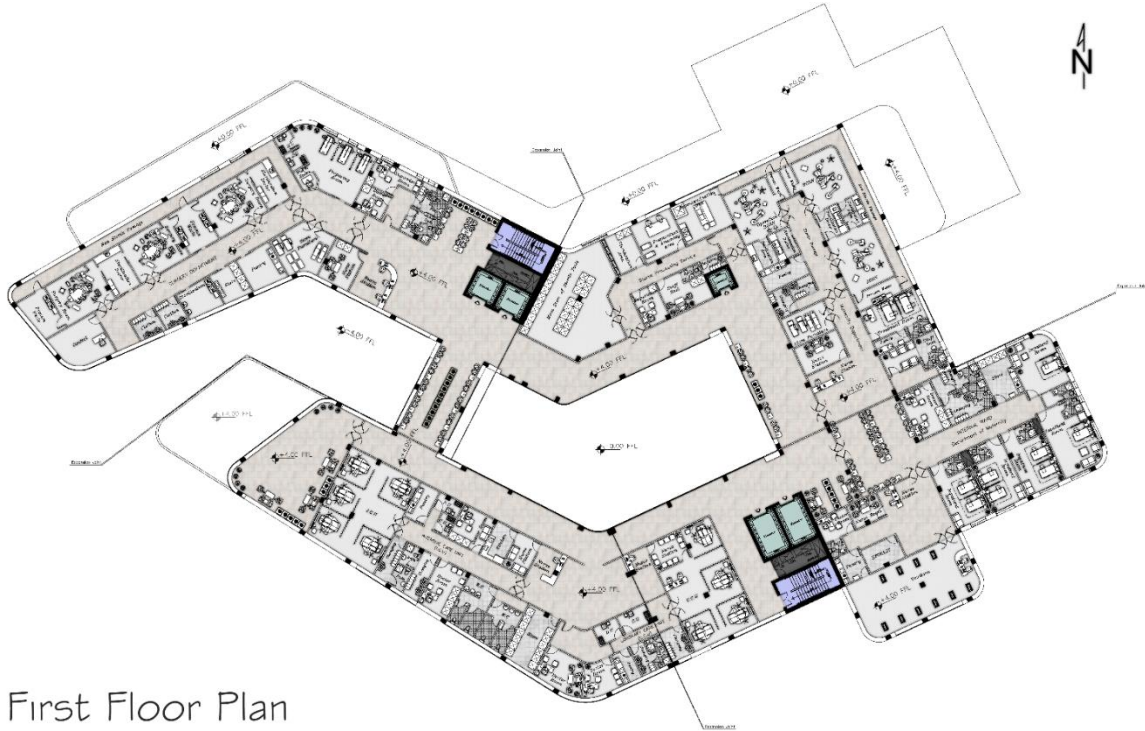


Ground Floor Plan

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

4-4-2 الطابق الأول (منسوب +4.00 م) بمساحة تقدر 3479 م².

يتكون هذا الطابق من وحدات العناية المركزة، قسم الولادة والعمليات، الشكل (5-2).



First Floor Plan

الشكل (5-2): المسقط الأفقي للطابق الأول.

5-4-2 الطابق الثاني (منسوب +7.50 م) بمساحة تقدر 3076 م².

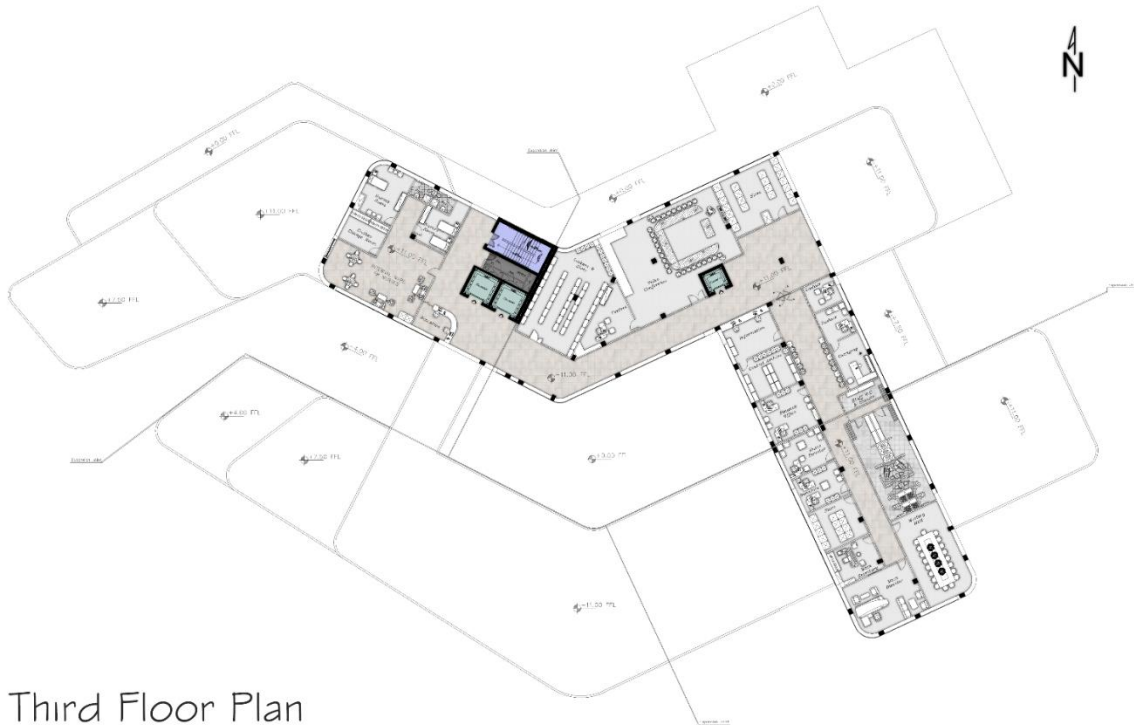
يتكون هذا الطابق من أقسام من غرف للمرضى بشكل عام، وغرف للأطباء، الشكل (6-2).



Second Floor Plan

الشكل (6-2): المسقط الأفقي للطابق الثاني.

6-4-2 الطابق الثالث (منسوب +11.00 م) بمساحة تقدر 1375 م².
وهو طابق إدارة المستشفى وغرف للمرضى المقيمين، الشكل (2-7).



Third Floor Plan

الشكل (2-7): المسقط الأفقي للطابق الثالث.

5-2 الواجهات

1-5-2 الواجهة الجنوبية

و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى، الشكل (8-2).



الشكل (8-2): الواجهة الجنوبية.

2-5-2 الواجهة الشمالية

ويظهر فيها المدخل الخلفي للمستشفى المخصص بتزويد المستشفى بالإمدادات الطبية ، الشكل (9-2).



الشكل (9-2): الواجهة الشمالية.

3-5-2 الواجهة الشرقية

ويظهر فيها توزيع الكتل المعمارية، الشكل (10-2).



الشكل (10-2): الواجهة الشرقية.

4-5-2 الواجهة الغربية

ويظهر فيها مدخل مواقف السيارات، الشكل (11-2).



الشكل (11-2): الواجهة الغربية.

5-5-2 لقطات ثلاثية الأبعاد

• اللقطة الأولى



الشكل (2-12): لقطة ثلاثية الأبعاد (1).

• اللقطة الثانية



الشكل (2-13): لقطة ثلاثية الأبعاد (2).

6-2 وصف الحركة و المداخل

تم تصميم المستشفى بطريقة تسهل عملية الوصول لكافة أقسام المبنى حيث تم تخصيص مدخل خاص في طابق التسوية الثاني للسيارات بعرض 6 متر يسمح بحركة السيارات بالإتجاهين، كما تم وضع مدخل خاص بالطوارئ في طابق التسوية الأول بحيث تصل إليه سيارات الإسعاف عن طريق مسار خاص، وفي الطابق الأرضي صُمم المدخل الرئيسي للمستشفى، علماً أنه قد تم تخصيص مداخل خاصة بالموظفين وعمال الصيانة والإمدادات من الناحية الشمالية للمستشفى، وتسهل عملية التنقل بين طوابق المستشفى وأقسامه باستخدام مصاعد للموظفين وأخرى للمرضى وأدراج موزعة في أرجاء المبنى.

3

الفصل الثالث
الوصف الإنشائي

- 1-3 مقدمة.
- 2-3 الهدف من التصميم الإنشائي.
- 3-3 مراحل التصميم الإنشائي.
- 4-3 الأحمال.
- 5-3 الاختبارات العملية.
- 6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمستشفى.
- 7-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها.

1-3 مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لا بد 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 آمناً، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي

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

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

3-3 مراحل التصميم الإنشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. المرحلة الأولى

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

2. المرحلة الثانية

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4-3 الأحمال

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

1-4-3 الأحمال الميتة

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

الكثافة المستخدمة (kN/m ³)	المادة المستخدمة	الرقم المتسلسل
22	المونة والقضارة	1
16	الرمل	2
25	خرسانة مسلحة	3
12	الطوب	4
23	البلاط	5

جدول (1-3): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

• أحمال الفواطع (Partitions) = 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 (2-3) يبين الأحمال الحية في المشروع (مستشفى) بناءً على التوزيع المعماري والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الحمل الحي (kN/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
4	الممرات	1
2	الحمامات	2
4	قاعات الاجتماعات	3
3	المختبرات	4
4.8	أماكن التكديس الكثيف	5
5	غرف وقاعات التدريب	6

جدول(2-3): الأحمال الحية لعناصر المبنى.

تم توحيد الحمل الحي على 5 kN/m^2 في كافة أرجاء المبنى بإعتباره الأعلى في المباني التعليمية وما شابهها.

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، ويمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

1-3-4-3 أحمال الرياح

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

وسيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جلياً في المعادلة التالية، وباستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح فيما يلي :-

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

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (kN/m ²)	0.50	0.80	1.1	1.30

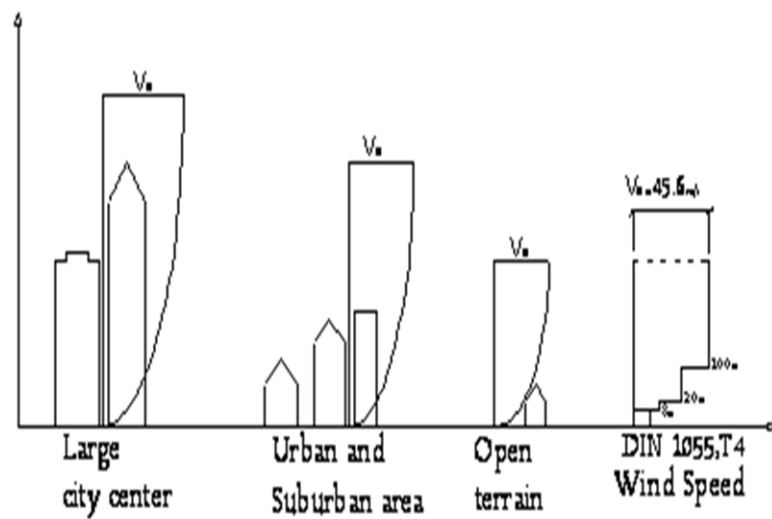
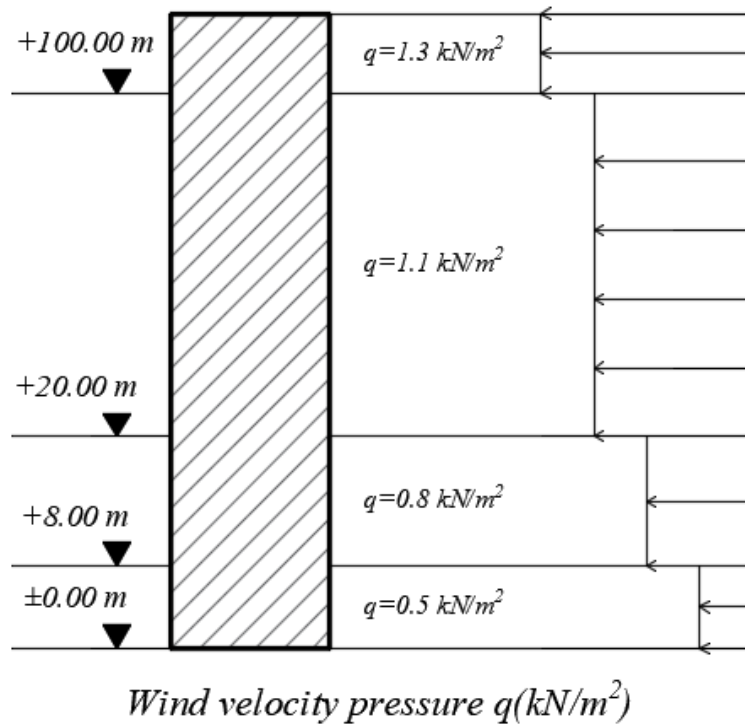
جدول (3-3): سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الألماني DIN 1055-5

حيث أن:

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

V: السرعة التصميمية للرياح (m/sec).

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



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

2-3-4-3 أحمال الثلوج

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

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

أحمال الثلوج (KN/M ²)	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
0	h < 250
(h-250) / 1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500

جدول (3-4): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (865م) وتبعاً للبيد الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالتالي:

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

$$s_L = \frac{865 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.1625(\text{KN/m}^2)$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل

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

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

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Settlement) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي 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 للمستشفى

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

1-6-3 العقدات

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

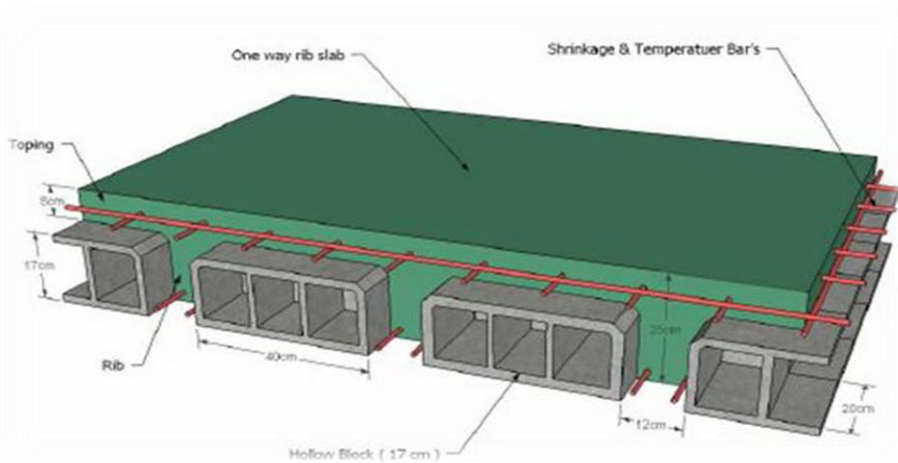
1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

2. عقدة مصمتة بإتجاهين

3. Flat plate

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

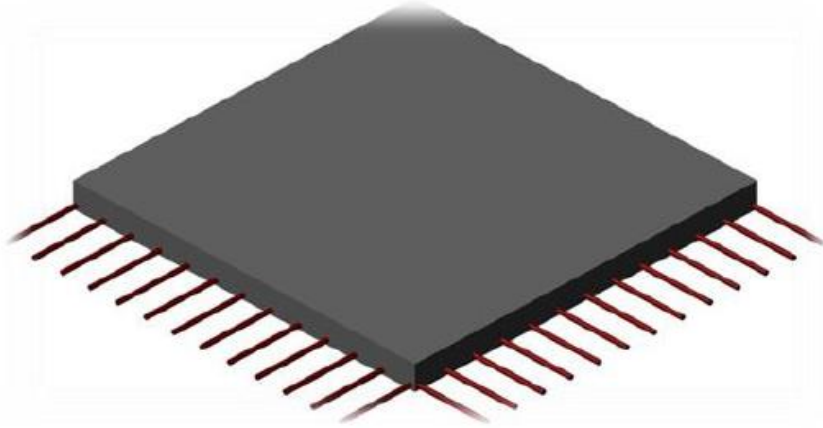
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-2).



الشكل (3-2): العقدات ذات العصب الواحد.

2-1-6-3 عقدات مصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

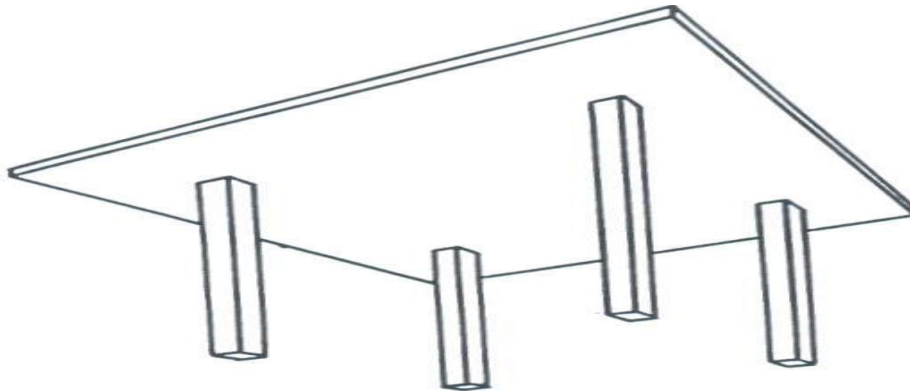
يتم استخدامها في حال كانت أبعاد العقدة متقاربة ($L \text{ Long}/L \text{ Short} \leq 2$) ويتم فيها توزيع الأحمال باتجاهين مما يعطي إمكانية لزيادة المسافات وقمنا باستخدام العقدة الصماء لبئر المياه لأن الطوب قد يتساقط بفعل الرطوبة.



الشكل (3-3): عقدة مصمتة ذات الاتجاهين.

Flat plate 3-1-6-3

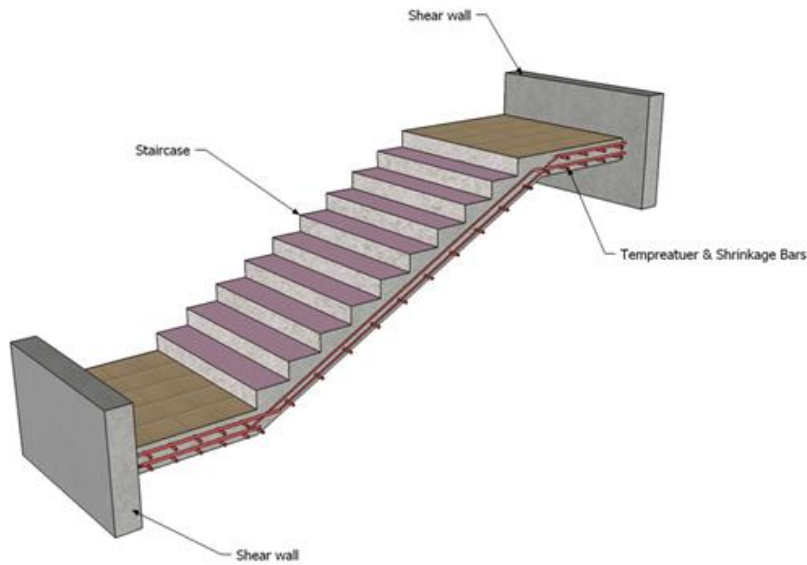
و تم استخدامها في حاله عدم الانتظام في توزيع الأعمدة.



الشكل (4-3): Flat Plate.

2-6-3 الأدرج

الأدرج عنصر إنشائي يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى.



الشكل (3-5): الدرج.

3-6-3 الجسور

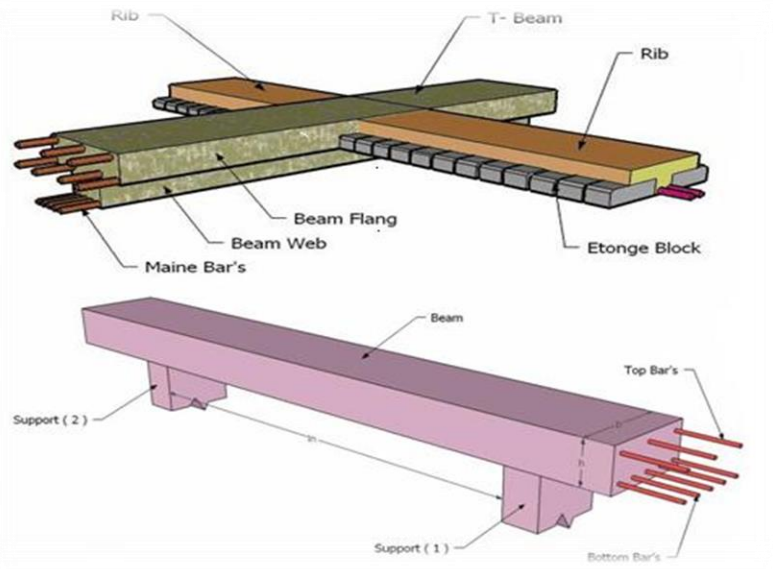
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

1- جسور (Rectangular)

2- جسور (T-section)

3- جسور (L-section)

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-5) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



الشكل (3-6): أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

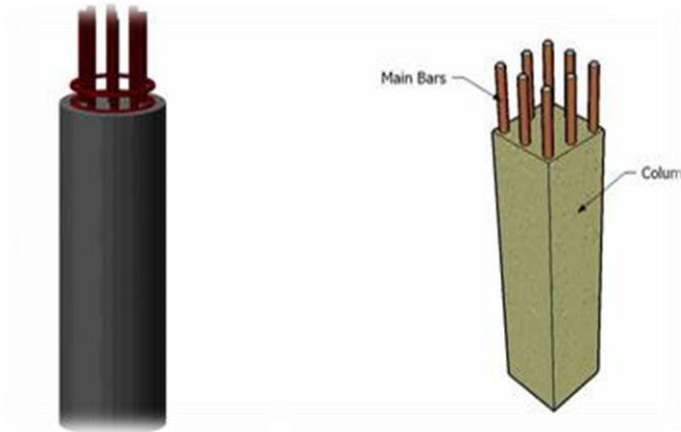
4-6-3 الأعمدة

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل الأحمال الواقعة عليها، و الأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

1- الأعمدة القصيرة (Short column).

2- الأعمدة الطويلة (Long column).

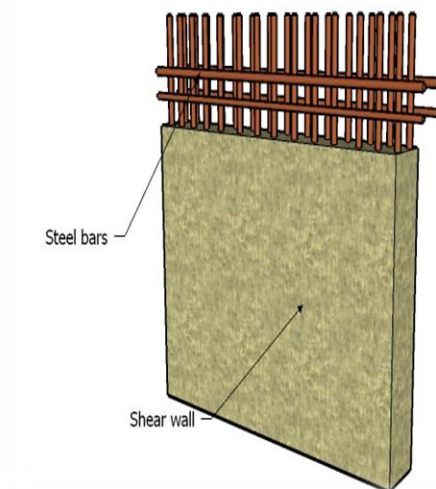
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاثة أنواع: هي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (8-3).



الشكل (3-7): أنواع الأعمدة من حيث الشكل.

5-6-3 جدران القص

هي الجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحياناً في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (9-3).



شكل (3-8): جدار قص.

6-6-3 الأساسات

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع نذكر منها:-

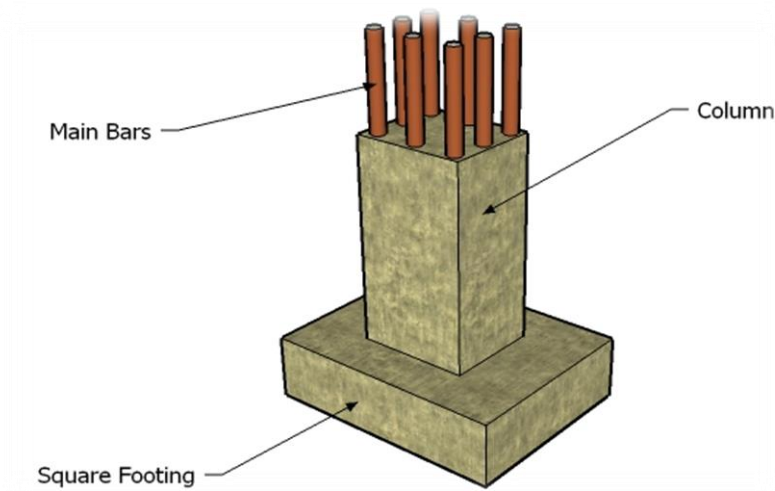
1- أساسات منفصلة (Isolated footing)

2- أساسات مزدوجة (Combined footing)

3- أساسات شريطية (Strip footing)

4- Mat Footing

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



الشكل (3-9): أساس مفرد.

7-6-3 فواصل التمدد (Expansions Joints)

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

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



Expansion Joints Plan

الشكل (3-10): فواصل التمدد.

7-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2020) for Drawings Structural and Architectural
2. Microsoft Office (2020) For Text Edition
3. Atir-BeamD 2018 for ribs and beams design
4. Etabs 2018 for shear walls and frame design
5. Safe 16 for slabs and footing design
6. Revit 2020
7. SpColumn for column design
8. Atir-FOUND for footing design
9. 3DS Max for 3d shots

Chapter 4. Structural Analysis and Design

Table of Contents

4-1 Introduction.....	29
4-2 Design method and requirements.....	29
Strength design method	29
Material.....	30
Strength reduction factors (\emptyset).	30
4-3 Factored loads	30
4-4 Determination of minimum thickness of structural members.....	30
4-5 Rib Design	31
Topping Design	32
Rib Design	34
4-6 Beam Design.....	42
4-7 Column Design	50
4-8 Stairs Design	54
System (1) - Stairs (2).....	54
System (2) - Stairs (1).....	67
4-9 Basement Wall Design.....	73
4-10 Shear Wall Design	76
4-11 Isolated Footing Design	80
4-12 Strip Footing Design	88

4-1 Introduction

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

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

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

So, in this project, there are many type of slabs such that “one way ribbed slab”, They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "BeamD- Software” to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

4-2 Design method and requirements

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-11 code.

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,

$$\text{Strength provided} \geq \text{Strength required to carry factored loads.}$$

Material

Reinforced Concrete: B350 , $f_c' = 28 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$

Reinforcement Rebars: $f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$

Strength reduction factors (ϕ).

According to ACI a reduction factor for structural elements must be included in the calculation of concrete sections, these factors are less than 1.0 for safety purposes, 0.9 for tension controlled sections, 0.75 (Spiral) or 0.65 (Stirrups) for compression controlled sections, 0.75 in shear calculation and 0.6 for plain concrete sections. The strength factor (ϕ) changes with net tensile strain of the cross section as illustrated in the following figure:

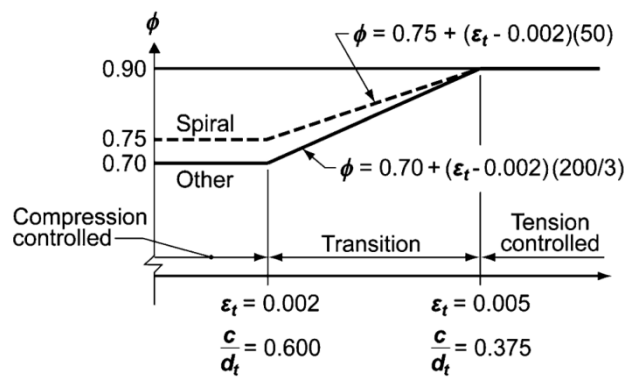


Fig. (4-1): Variation of ϕ factor with net tensile strain (ACI 318)

4-3 Factored loads

The factored loads used in the structural analysis and design according to ACI-318-11(9.2) eq. , is determined as follows:

$$W_u = 1.2DL + 1.6LL$$

Where;

W_u : Ultimate Load (kN)

DL: Dead Load (kN)

LL: Live Load (kN)

4-4 Determination of minimum thickness of structural members

Minimum thickness of non-prestressed beams or one-way ribbed slabs unless deflections are calculated. (ACI 318M-11)

	Minimum Thickness, h			
Member	Simply Supported	One-end continuous	Two-ends continuous	Cantilever
Ribs & Beams	Span(L)/16	Span(L)/18.5	Span(L)/21	Span(L)/8

Table (4-1): Determination of minimum thickness of structural member

4-5 Rib Design

- Rib (R1) - Basement (-2) Floor:

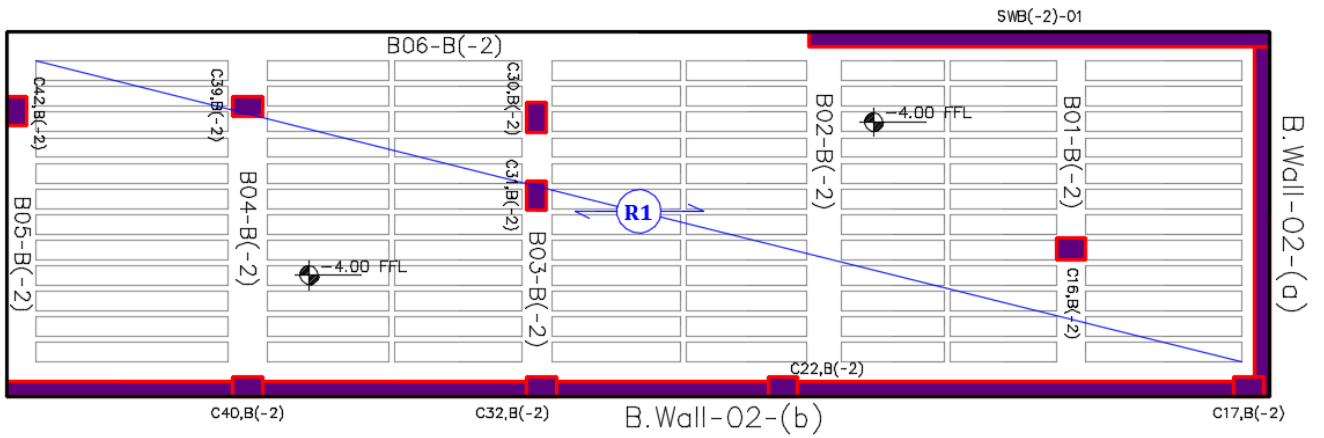


Fig. (4-2): Rib (R1) - Basement (-2) Floor

- Geometry for Rib (R1):

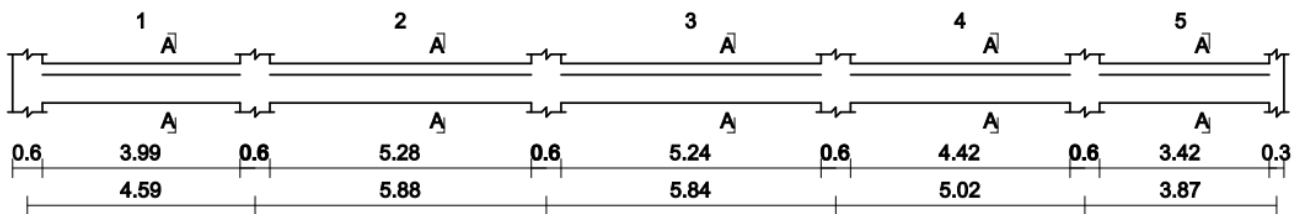


Fig. (4-3): Geometry for Rib (R1)

- Section in Rib (R1):

Section (A-A)

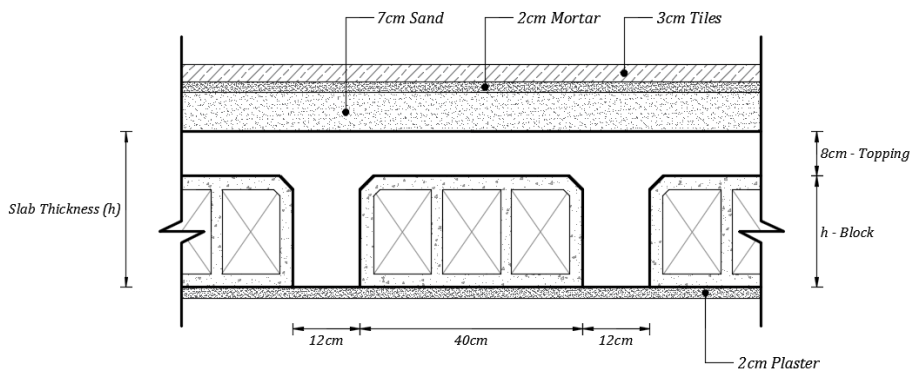


Fig. (4-4): Section in Rib (R1)

- System of Rib (R1):

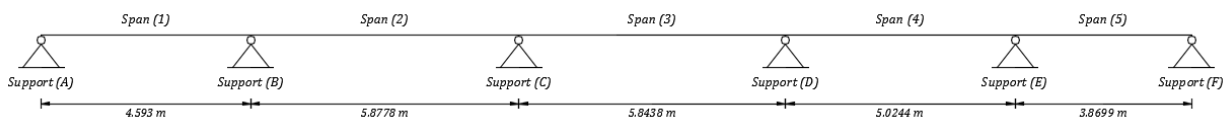


Fig. (4-5): System of Rib (R1)

Determination of thickness (h) for Rib (R1)

$$\text{For one – end continuous: } h_{\min} = \frac{\text{Span (L)}}{18.5} = \frac{4.5930}{18.5} = 24.83\text{cm}$$

$$\text{For both – ends continuous: } h_{\min} = \frac{\text{Span (L)}}{21} = \frac{5.8778}{21} = 27.99\text{cm} \quad \text{– Control}$$

∴ Select thickness (h) = 28cm ; (8cm Topping + 20cm Block)

Topping Design**Loads for topping:**

1) Dead Load calculations for 1m strip:

Dead Load from	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 1\text{m}$	0.69
Mortar	$0.02 \times 22 \times 1\text{m}$	0.44
Sand	$0.07 \times 16 \times 1\text{m}$	1.12
Topping	$0.08 \times 25 \times 1\text{m}$	2.00
Partitions	$1.5 \times 1\text{m}$	1.50
Sum		5.75

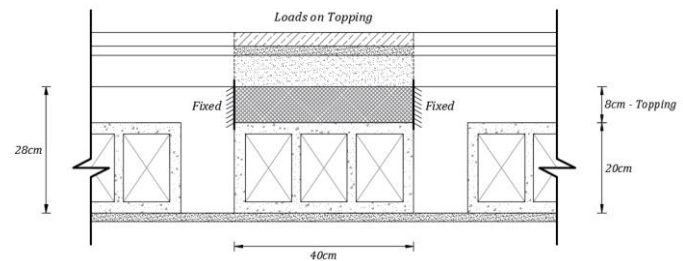


Fig. (4-6): Section in Rib

Table (4-2): Dead load calculation of topping

$$\text{Dead Load} = \text{Sum} = \mathbf{5.75 \text{ kN/m}}$$

2) Live Load calculations for 1m strip:

$$\text{Live Load} = 5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \times 1\text{m} = \mathbf{5 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Factored Load} = 1.2 \times \text{D.L} + 1.6 \times \text{L.L} = 1.2 \times 5.75 + 1.6 \times 5 = \mathbf{14.9 \text{ kN/m}}$$

System & Analysis:

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14.9 \times 0.4}{2} = \mathbf{2.98 \text{ kN}}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{14.9 \times 0.4^2}{12} = \mathbf{0.199 \text{ kN.m}}$$

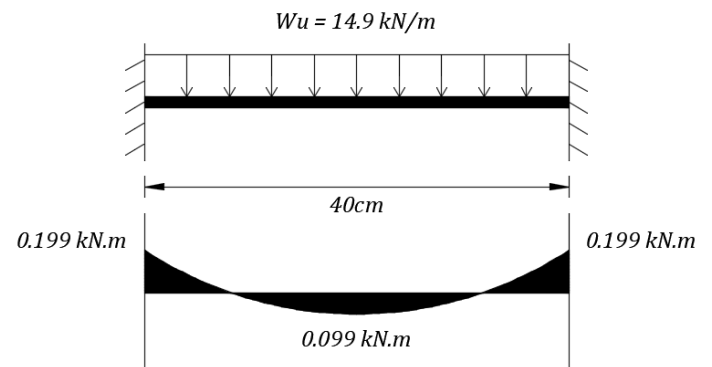


Fig. (4-7): System of Topping

Design of Shear Force

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0.6 \times 0.11 \lambda \sqrt{f_c'} \times bh = 0.6 \times 0.11 \times 1.0 \times \sqrt{28} \times 100 \times 80 \\ &= 27.94 \text{ kN} > V_u = 2.98 \text{ kN}\end{aligned}$$

∴ Safe against shear force

Design of Bending Moment:

$$\phi M_n = 0.6 \times 0.42 \lambda \sqrt{f_c'} \times \frac{bh^2}{6} = 0.6 \times 0.42 \times 1.0 \times \sqrt{28} \times \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1.422 \text{ kN.m}$$

$$\therefore \phi M_n = 1.422 \text{ kN.m} > M_u = 0.199 \text{ kN.m}$$

→ No reinforcement is required by analysis. According to (ACI 318) provide $A_{s_{\min}}$ for topping as shrinkage and temperature reinforcement.

$$A_s = 0.0018 \times bh = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Try $\phi 8$ bars with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$

$$\text{Number of bars} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Take 3 $\phi 8/1\text{m}$ with $A_s = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m}$ strip or $\phi 8/30\text{cm}$ in both directions

Step (s) between bars is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240\text{mm}$ – **Control**

2. 450mm

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

but $s \leq 300 \times \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 \times \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420}\right) = 380\text{mm} \therefore$ Select $s = 200\text{mm} < 240\text{mm}$ – Ok

∴ Select $\phi 8/20\text{cm}$ in both directions.

Rib Design

Loads for Rib:

1) Dead Load calculations for Rib:

Dead Load from	$\gamma \times \delta \times b$	kN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.52$	0.3588
Mortar	$0.02 \times 22 \times 0.52$	0.2288
Sand	$0.07 \times 16 \times 0.52$	0.5824
Topping	$0.08 \times 25 \times 0.52$	1.0400
Rib	$0.12 \times 25 \times 0.20$	0.6000
Block	$0.40 \times 12 \times 0.20$	0.9600
Plaster	$0.02 \times 22 \times 0.52$	0.2288
Partitions	1.5×0.52	0.7800
Sum		4.7788

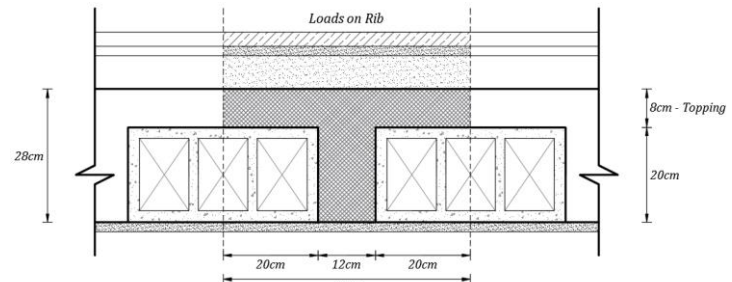


Fig. (4-8): Section in Rib

Table (4-3): Dead load calculation of Rib

Dead Load = Sum = **4.7788 kN/m**

2) Live Load calculations for Rib:

Live Load = $5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \times 0.52 = \mathbf{2.6 \text{ kN/m}}$

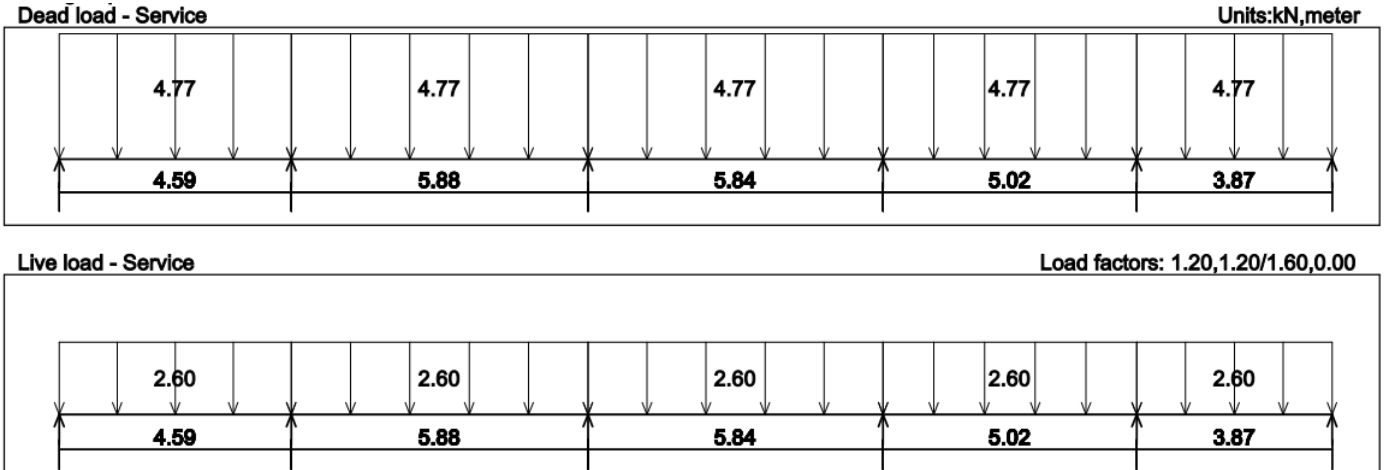


Fig. (4-9): Service loads on Rib

Factored Load = $1.2 \times D.L + 1.6 \times L.L = 1.2 \times 4.7788 + 1.6 \times 2.6$

$= 5.735 \text{ kN/m}^2 + 4.16 \text{ kN/m}^2$

Design of Shear Force:

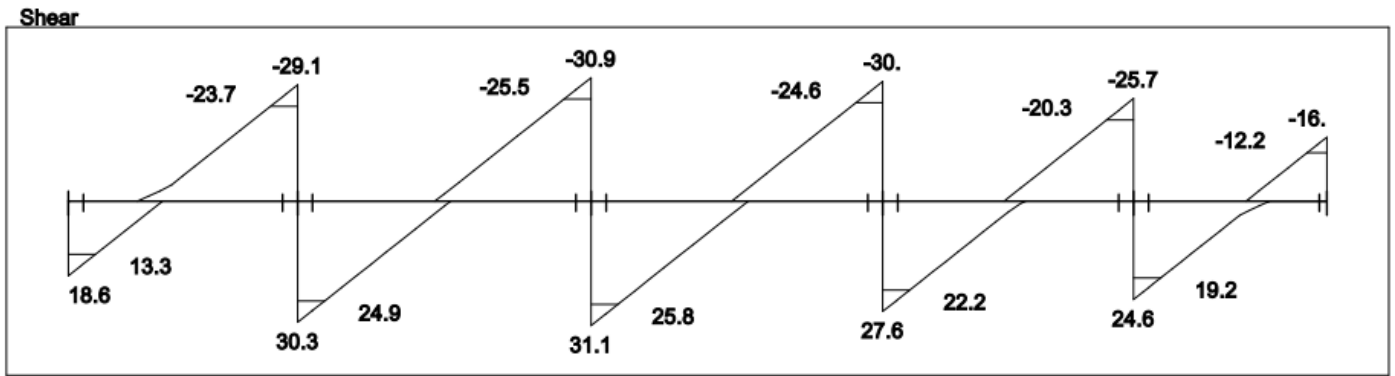


Fig. (4-10): Shear envelope of Rib

$V_{u_{max}} = 25.8 \text{ kN}$; at the critical section (distance (d) from the face of support)

Assume $\phi 12\text{mm}$ bar diameter for Rib $\rightarrow d = 280 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 246\text{mm}$

Shear strength provided by concrete (V_c):

$$V_c = 1.1 \times \frac{1}{6} \times \lambda \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d = 1.1 \times \frac{1}{6} \times 1.0 \times \sqrt{28} \times 120 \times 246 = 28.64 \text{ kN}$$

$$\therefore \phi V_c = 0.75 \times 28.64 = 21.48 \text{ kN} < V_u = 25.8 \text{ kN}$$

\therefore Shear Reinforcement is required.

Category (III):

$\phi \times V_{S_{min}} =$ largest value of the following two equations

$$1. \phi \times V_{S_{min}} = \phi \times \frac{1}{3} \times b_w d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 120 \times 246 = 7.38 \text{ kN} \quad - \text{Control}$$

$$2. \phi \times V_{S_{min}} = \phi \times \frac{1}{16} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w d = 0.75 \times \frac{1}{16} \times \sqrt{28} \times 120 \times 246 = 7.32 \text{ kN}$$

$$1.1 \times \phi \times V_c + \phi \times V_{S_{min}} = 21.48 + 7.38 = 28.86 \text{ kN} > V_u = 25.8 \text{ kN}$$

\therefore Minimum shear reinforcement is required.

$$\phi \times V_{S_{min}} = 0.75 \times \frac{A_v}{s} \times f_y d$$

Try $\phi 8\text{mm}$ bar for shear reinforcement

$$A_v = \text{Number of legs} \times A_{\text{one leg}} = 2 \times 50.27 = 100.54 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \phi \times V_{S_{min}} = 7.38 \times 10^3 = 0.75 \times \frac{100.54}{s_{\text{req}}} \times 420 \times 246$$

$$\rightarrow s_{\text{req}} = 1055.67 \text{ mm} > \frac{d}{2} = 123\text{mm} < 600\text{mm}$$

\therefore Select $2\phi 8/10\text{cm}$ for all spans near supports and $2\phi 8/30\text{cm}$ at middle spans.

Design of Positive Moment (Bottom Reinforcement):

According to ACI the effective flange width is the smallest of:

1. $b_e = \frac{\text{minimum clear span}}{4} = \frac{3170\text{mm}}{4} = 792.5 \text{ cm}$
2. $b_e = 16 \times h_f + b_w = 16 \times 80 + 120 = 1400 \text{ mm}$
3. $b_e = \text{center to center spacing between adjacent beams}$
 $= 400 + 120 = 520 \text{ mm} - \text{Control}$

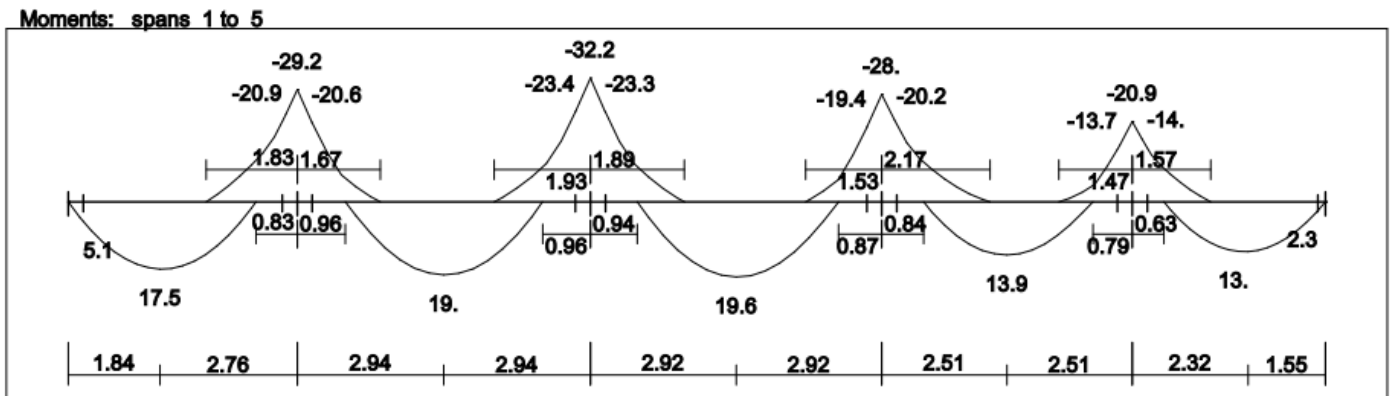


Fig. (4-11): Bending moment envelope of Rib

Between all spans ; $Mu_{\max}^+ = 19.6 \text{ kN.m}$ for span (3)

Check whether $a \leq h_f$:

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times C \times \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 0.9 \times 0.85fc' \times h_f b \times \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \\ &= 0.9 \times 0.85 \times 28 \times 80 \times 520 \times \left(246 - \frac{80}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 183.56 \text{ kN.m} > Mu_{\max} = 19.6 \text{ kN.m} ; \therefore a < h_f \end{aligned}$$

Section will be designed as rectangular concrete section with $b = b_e = 520\text{mm}$

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{bd^2} = \frac{19.6 \times 10^6/0.9}{520 \times 246^2} = 0.692 \text{ MPa} \quad , \quad m = \frac{f_y}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Kn \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.692 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00167$$

$$\therefore As_{\text{req}} = \rho bd = 0.00167 \times 520 \times 246 = 213.63 \text{ mm}^2$$

- **Check for minimum reinforcement:**

$$A_{s_{\min}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = 0.25 \times \frac{\sqrt{28}}{420} \times 120 \times 246 = 92.98 \text{ mm}^2$$

$$\text{or; } A_{s_{\min}} = \frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 246 = 98.4 \text{ mm}^2 \quad - \text{Control}$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 213.63 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 98.4 \text{ mm}^2 \quad - \text{Ok}$$

∴ Select 2Ø12mm with $A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 213.63 \text{ mm}^2$

- **Check for strain:**

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f_c' \times b} = \frac{226 \times 420}{0.85 \times 28 \times 520} = 7.67 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.67}{0.85} = 9.02 \text{ mm} \quad ; \quad \text{For } f_c' = 28 \text{ MPa} < 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{246-9.02}{9.02} \right) = 0.079 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For span (3) bottom reinforcement; **Select 2Ø12mm with $A_s = 226 \text{ mm}^2$**

For Span (1):

$$M_u^+ = 17.5 \text{ kN.m} \quad ; \quad a < h_f \text{ since } \phi M_n @ (a = h_f) = 183.56 \text{ kN.m} > M_u^+ = 17.5 \text{ kN.m}$$

$$K_n = \frac{M_u / \phi}{b d^2} = \frac{17.5 \times 10^6 / 0.9}{520 \times 246^2} = 0.618 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.618 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00149$$

$$\therefore A_{s_{\text{req}}} = \rho b d = 0.00149 \times 520 \times 246 = \mathbf{190.73 \text{ mm}^2} > A_{s_{\min}} = 98.4 \text{ mm}^2$$

∴ Select 2Ø12mm with $A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 190.73 \text{ mm}^2$

- **Check for strain:**

$$a = 7.67 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad x = 9.02 \text{ mm}$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{246-9.02}{9.02} \right) = 0.079 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For span (1) bottom reinforcement; **Select 2Ø12mm with $A_s = 226 \text{ mm}^2$**

For Span (2):

$Mu^+ = 19 \text{ kN.m}$; $a < h_f$ since $\phi Mn @ (a = h_f) = 183.56 \text{ kN.m} > Mu^+ = 19 \text{ kN.m}$

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{bd^2} = \frac{19 \times 10^6/0.9}{520 \times 246^2} = 0.971 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.671 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00162$$

$$\therefore As_{req} = \rho bd = 0.00162 \times 520 \times 246 = \mathbf{207.29 \text{ mm}^2} > As_{min} = 98.4 \text{ mm}^2$$

\therefore Select 2 ϕ 12mm with $As = 226 \text{ mm}^2 > As_{req} = 207.29 \text{ mm}^2$

- Check for strain:

$$a = 7.67 \text{ mm} \rightarrow x = 9.02 \text{ mm}$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{246 - 9.02}{9.02} \right) = 0.079 > 0.005 \text{ - Ok}$$

So, For span (2) bottom reinforcement ; **Select 2 ϕ 12mm with $As = 226 \text{ mm}^2$**

For Span (4):

$Mu^+ = 13.9 \text{ kN.m}$; $a < h_f$ since $\phi Mn @ (a = h_f) = 183.56 \text{ kN.m} > Mu^+ = 13.9 \text{ kN.m}$

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{bd^2} = \frac{13.9 \times 10^6/0.9}{520 \times 246^2} = 0.491 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.491 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00118$$

$$\therefore As_{req} = \rho bd = 0.00118 \times 520 \times 246 = \mathbf{151.06 \text{ mm}^2} > As_{min} = 98.4 \text{ mm}^2$$

\therefore Select 2 ϕ 10mm with $As = 158 \text{ mm}^2 > As_{req} = 151.06 \text{ mm}^2$

- Check for strain:

$$a = \frac{158 \times 420}{0.85 \times 28 \times 520} = 5.36 \text{ mm} \rightarrow x = \frac{5.36}{0.85} = 6.31 \text{ mm}$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{246 - 6.31}{6.31} \right) = 0.114 > 0.005 \text{ - Ok}$$

So, For span (4) bottom reinforcement ; **Select 2 ϕ 10mm with $As = 158 \text{ mm}^2$**

For Span (5):

$$Mu^+ = 13 \text{ kN.m} \quad ; \quad a < h_f \text{ since } \phi Mn @ (a = h_f) = 183.56 \text{ kN.m} > Mu^+ = 13 \text{ kN.m}$$

Since $Mu^+ = 13 \text{ kN.m} < Mu_{\text{for span (4)}}^+ = 13.9 \text{ kN.m}$; and usually there is no reinforcement less than $2\phi 10\text{mm}$ in ribs;

So, For span (5) bottom reinforcement ; **Select $2\phi 10\text{mm}$ with $As = 158 \text{ mm}^2$**

Design of Negative Moment (Top Reinforcement):

Moments: spans 1 to 5

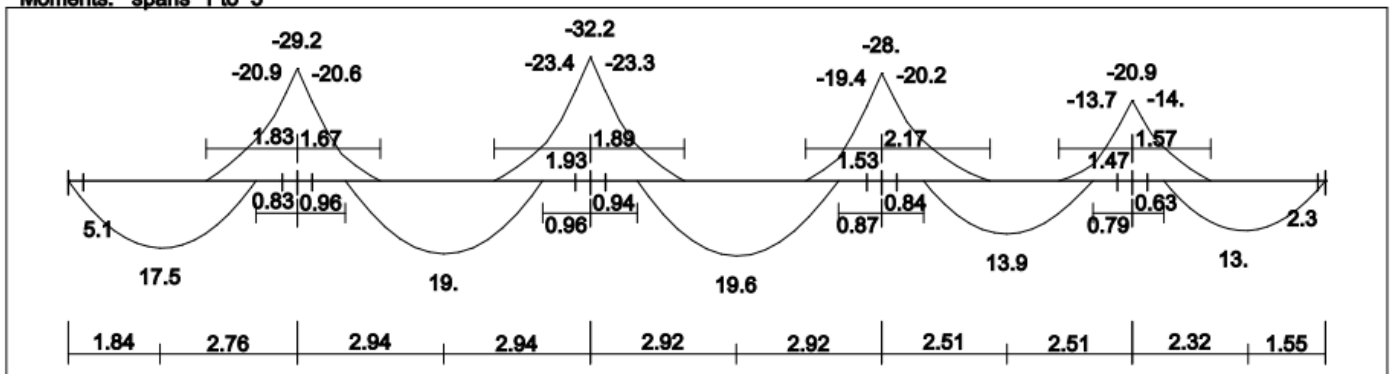


Fig. (4-12): Bending moment envelope of Rib

Between all spans ; $Mu_{\text{max}}^- = 23.4 \text{ kN.m}$ at the face of support (C)

Section will be designed as rectangular concrete section with $b = b_w = 120 \text{ mm}$

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{bd^2} = \frac{23.4 \times 10^6/0.9}{120 \times 246^2} = 3.58 \text{ MPa} \quad , \quad m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Kn \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.58 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00929$$

$$\therefore As_{\text{req}} = \rho bd = 0.00929 \times 120 \times 246 = 274.24 \text{ mm}^2 > As_{\text{min}} = 98.4 \text{ mm}^2$$

\therefore Select $2\phi 14\text{mm}$ with $As = 308 \text{ mm}^2 > As_{\text{req}} = 274.24 \text{ mm}^2$

- Check for strain:

$$a = \frac{308 \times 420}{0.85 \times 28 \times 120} = 45.29 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad x = \frac{45.29}{0.85} = 53.28 \text{ mm}$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{246 - 53.28}{53.28} \right) = 0.0109 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For support (C) top reinforcement ; **Select $2\phi 14\text{mm}$ with $As = 308 \text{ mm}^2$**

- **Length of Bars:**

According to ACI; length of bars shall not be less than:

$$L \geq \frac{Lc_1}{3} + b_{\text{support}} + \frac{Lc_2}{3} = \frac{5.278}{3} + 0.6 + \frac{5.235}{3} = 4.1\text{m}$$

∴ Select L = 4.50m

For Support (B):

$$Mu^- = 20.9 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{bd^2} = \frac{20.9 \times 10^6/0.9}{120 \times 246^2} = 3.198 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.198 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00821$$

$$\therefore A_{s_{\text{req}}} = \rho bd = 0.00821 \times 120 \times 246 = \mathbf{242.31 \text{ mm}^2} > A_{s_{\text{min}}} = 98.4 \text{ mm}^2$$

∴ Select 2Ø14mm with $A_s = 308 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 242.31 \text{ mm}^2$

- **Check for strain:**

$$a = 45.29 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad x = 53.28 \text{ mm}$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{246 - 53.28}{53.28} \right) = 0.0109 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For support (B) top reinforcement ; **Select 2Ø14mm with $A_s = 308 \text{ mm}^2$**

- **Length of Bars:**

$$L \geq \frac{5.278}{3} + 0.6 + \frac{3.993}{3} = 3.69\text{m} \quad ; \quad \mathbf{\therefore \text{Select L} = 4.00\text{m}}$$

For Support (D):

$$Mu^- = 20.2 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{bd^2} = \frac{20.2 \times 10^6/0.9}{120 \times 246^2} = 3.091 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.091 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00791$$

$$\therefore A_{s_{\text{req}}} = \rho bd = 0.00791 \times 120 \times 246 = \mathbf{233.56 \text{ mm}^2} > A_{s_{\text{min}}} = 98.4 \text{ mm}^2$$

∴ Select 2Ø14mm with $A_s = 308 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 233.56 \text{ mm}^2$

- **Check for strain:**

$$a = 45.29 \text{ mm} \rightarrow x = 53.28 \text{ mm}$$

$$\therefore \varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{246 - 53.28}{53.28} \right) = 0.0109 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For support (D) top reinforcement ; **Select 2Ø14mm with $A_s = 308 \text{ mm}^2$**

- **Length of Bars:**

$$L \geq \frac{5.235}{3} + 0.6 + \frac{4.434}{3} = 3.823\text{m} \quad ; \quad \therefore \text{Select } L = 4.00\text{m}$$

For Support (E):

$$M_u^- = 14 \text{ kN.m}$$

$$k_n = \frac{M_u/\phi}{bd^2} = \frac{14 \times 10^6/0.9}{120 \times 246^2} = 2.142 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.142 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00535$$

$$\therefore A_{s_{\text{req}}} = \rho b d = 0.00535 \times 120 \times 246 = 158 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{min}}} = 98.4 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 2\text{Ø}10\text{mm with } A_s = 158 \text{ mm}^2 = A_{s_{\text{req}}}$$

- **Check for strain:**

$$a = 23.24 \text{ mm} \rightarrow x = 27.34 \text{ mm}$$

$$\therefore \varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{246 - 27.34}{27.34} \right) = 0.024 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For support (E) top reinforcement ; **Select 2Ø10mm with $A_s = 158 \text{ mm}^2$**

- **Length of Bars:**

$$L \geq \frac{3.17}{3} + 0.6 + \frac{4.434}{3} = 3.14\text{m} \quad ; \quad \therefore \text{Select } L = 3.50\text{m}$$

4-6 Beam Design

- Beam (01) - Basement (-2) Floor:

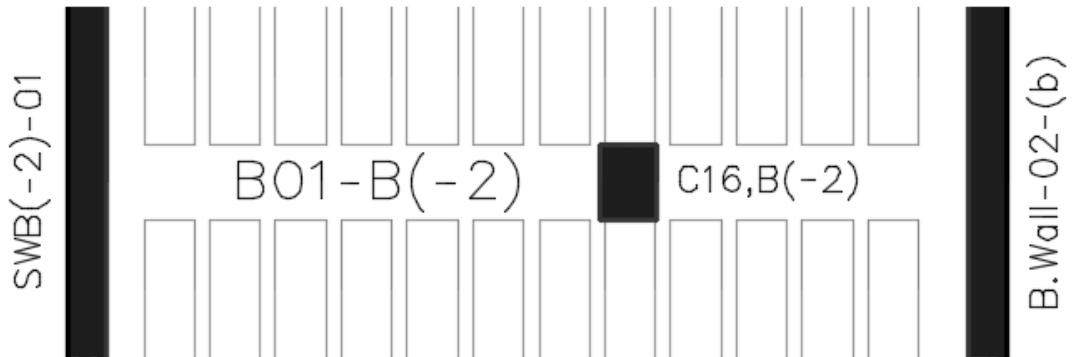


Fig. (4-13): Beam (01) - Basement (-2) Floor

- Geometry for Beam “B01-B(-2)”:

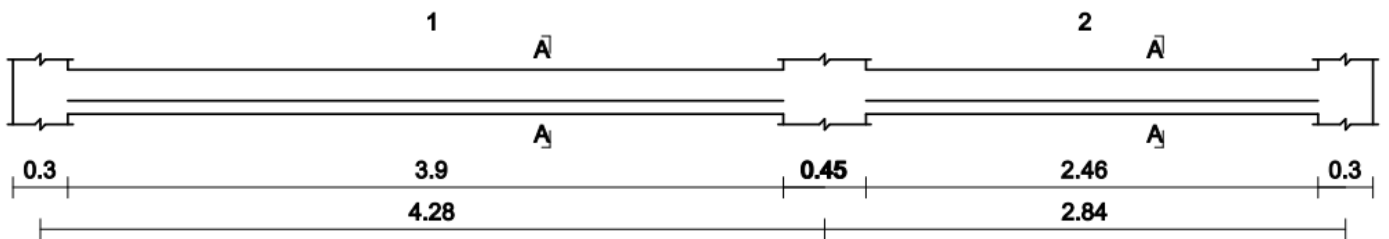


Fig. (4-14): Geometry for Beam “B01-B(-2)”

- System for Beam “B01-B(-2)”:

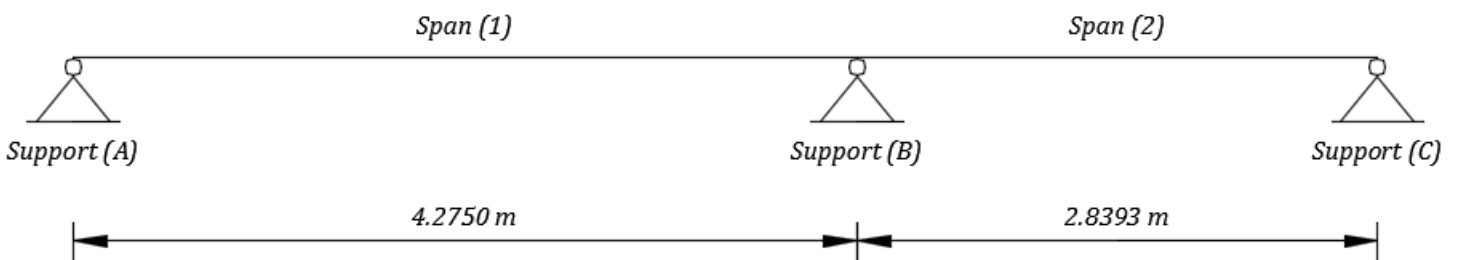


Fig. (4-15): System for Beam “B01-B(-2)”

Determination of Beam loads

Service loads from rib:

$$\text{Service Dead load} = \frac{22.98 \text{ kN}}{0.52 \text{ m}} = 44.19 \text{ kN/m}$$

$$\text{Service Live load} = \frac{14.16 \text{ kN}}{0.52 \text{ m}} = 27.23 \text{ kN/m}$$

Self-weight of the beam:

According to deflection calculated using BeamD program; take the section of beam as shown in the following figure (T - Section).

$$\begin{aligned} \text{Weight} &= \text{Sectional Area} \times \gamma_{\text{concrete}} \\ &= (0.8 \times 0.28 + (0.4 - 0.28) \times 0.6) \times 25 \\ &= 7.4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Total loads acting on the beam:

$$\text{Dead load} = 44.19 + 7.4 = \mathbf{51.59 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Live load} = \mathbf{27.23 \text{ kN/m}}$$

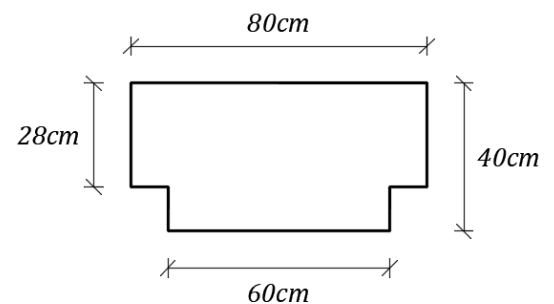


Fig. (4-16): Section of Beam

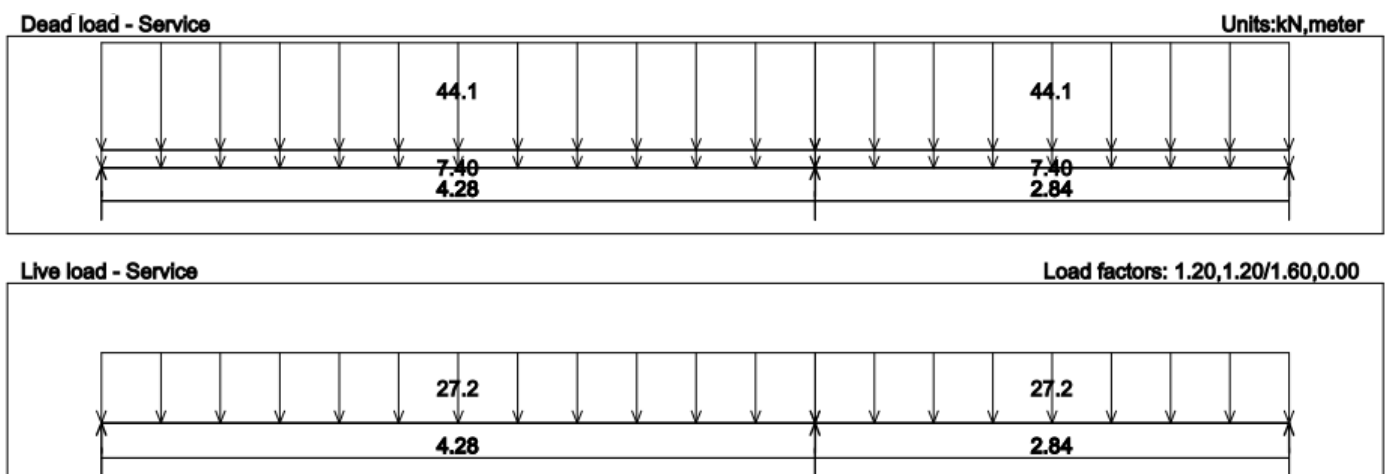


Fig. (4-17): Service loads on Beam

Factored Loads:

$$\begin{aligned} \text{Factored load} &= 1.2 \times \text{D.L} + 1.6 \times \text{L.L} = 1.2 \times (44.19 + 7.4) + 1.6 \times 27.23 \\ &= \mathbf{61.91 \text{ kN/m} + 43.57 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

The beam will be designed as reinforced concrete (T - section)

Check whether the beam will be designed as singly or doubly reinforced concrete (T - section)

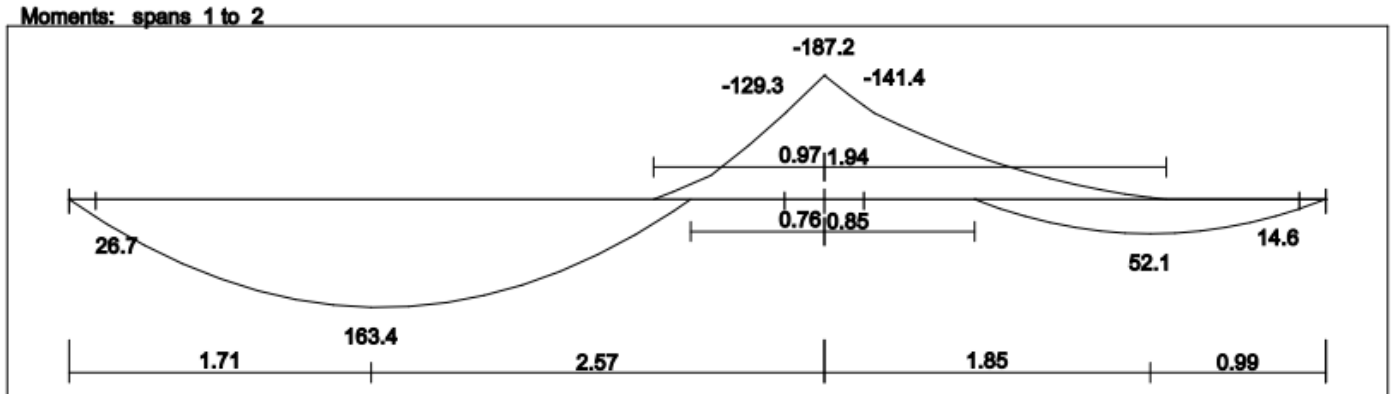


Fig. (4-18): Bending moment envelope of Beam

From bending moment envelope diagram: **Maximum moment (Mu_{max}) = 163.4 kN.m**

To determine maximum nominal moment strength, we will take $\epsilon_s = 0.004$

Assume $\phi 18\text{mm}$ bar diameter for beam $\rightarrow d = 400 - 40 - 8 - \frac{18}{2} = 343\text{mm}$

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 343 = 147\text{mm} \quad \rightarrow \quad a = x\beta_1 = 147 \times 0.85 = 124.95\text{mm}$$

(Since $f_c' = 28\text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$)

$$\begin{aligned} Mn_{max} &= 0.85f_c' \times a \times b \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 \times 28 \times 124.95 \times 800 \times \left(343 - \frac{124.95}{2}\right) \\ &= \mathbf{667.38\text{ kN.m}} \end{aligned}$$

From ϕ - strain chart ; when $\epsilon_s = 0.004 \rightarrow \phi = \mathbf{0.82}$

$$\therefore \phi Mn_{max} = 0.82 \times 667.38 = 547.25\text{ kN.m} > Mu_{max} = 163.4\text{ kN.m}$$

So, the section will be designed as Singly Reinforced Concrete (T-Section)

Design of Shear Reinforcement

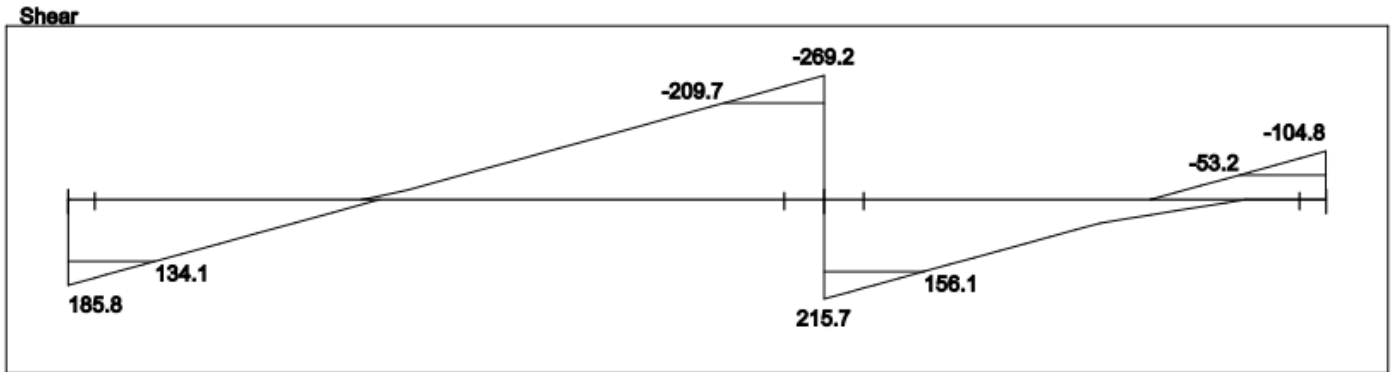


Fig. (4-19): Shear envelope of Beam

$V_{u_{\max}} = 209.7 \text{ kN}$; At the critical section at distance (d) from the face of support (B)

Concrete shear strength (V_c):

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_c'} \times b_w d = \frac{1}{6} \times 1.0 \times \sqrt{28} \times 600 \times 343 = 181.5 \text{ kN}$$

Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{209.7}{0.75} - 181.5 = 98.1 \text{ kN}$$

$$V_{s_{\max}} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w d = \frac{2}{3} \times \sqrt{28} \times 600 \times 343 = 726 \text{ kN} > V_s = 98.1 \text{ kN}$$

∴ The section is large enough.

Category (III):

$\phi \times V_{s_{\min}} =$ largest value of the following two equations

$$1. \phi \times V_{s_{\min}} = \phi \times \frac{1}{3} \times b_w d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 600 \times 343 = 51.45 \text{ kN} \quad \text{– Control}$$

$$2. \phi \times V_{s_{\min}} = \phi \times \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} \times b_w d = 0.75 \times \frac{1}{16} \times \sqrt{28} \times 600 \times 343 = 51.05 \text{ kN}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s_{\min}} = 0.75 \times 181.5 + 51.45 = 187.58 \text{ kN} < V_{u_{\max}} = 209.7 \text{ kN}$$

∴ For values $\leq 187.58 \text{ kN}$; Design on Category (III)

$$\phi \times V_{s_{\min}} = 0.75 \times \frac{A_v}{s} \times f_y d$$

Try $\phi 8\text{mm}$ bar for shear reinforcement

$$A_v = \text{Number of legs} \times A_{\text{one leg}} = 2 \times 50.27 = 100.54 \text{ mm}^2$$

$$\phi \times V_{s_{\min}} = 51.45 \times 10^3 = 0.75 \times \frac{100.54}{s_{\text{req}}} \times 420 \times 343$$

$$\rightarrow s_{\text{req}} = 211.134\text{mm} > \frac{d}{2} = 171.5\text{mm} < 600\text{mm}$$

$$\therefore \text{Select } s = 150\text{mm} < \frac{d}{2} = 171.5\text{mm}$$

∴ For category (III) select (2 legs stirrups) $\phi 8/15\text{cm}$

Category (IV):

$$\begin{aligned} & \phi V_c + \phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times b_w d \\ &= 0.75 \times 181.5 + 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{28} \times 600 \times 343 \\ &= 272.38 \text{ kN} > V_{u_{\max}} = 209.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{209.7}{0.75} - 181.5 = 98.1 \text{ kN}$$

Try $\phi 8\text{mm}$ bar for shear reinforcement

$$V_s = \frac{A_v}{s_{\text{req}}} f_y d$$

$$98.1 \times 10^3 = \frac{100.54}{s_{\text{req}}} \times 420 \times 343$$

$$\rightarrow s_{\text{req}} = 147.6\text{mm} < \frac{d}{2} = 171.5\text{mm} < 600\text{mm}$$

$$\therefore \text{Select } s = 100\text{mm} < s_{\text{req}} = 142.6\text{mm}$$

∴ For category (IV) select (2 legs stirrups) $\phi 8/10\text{cm}$

Shear Reinforcement

- For category (III) with $V_u \leq 187.58$ kN; Select (2 legs stirrups) $\emptyset 8/15$ cm
- For category (IV) with 209.7 kN $\geq V_u > 187.58$ kN; Select (2 legs stirrups) $\emptyset 8/10$ cm

Design of Positive moment - Bottom Reinforcement

Moments: spans 1 to 2

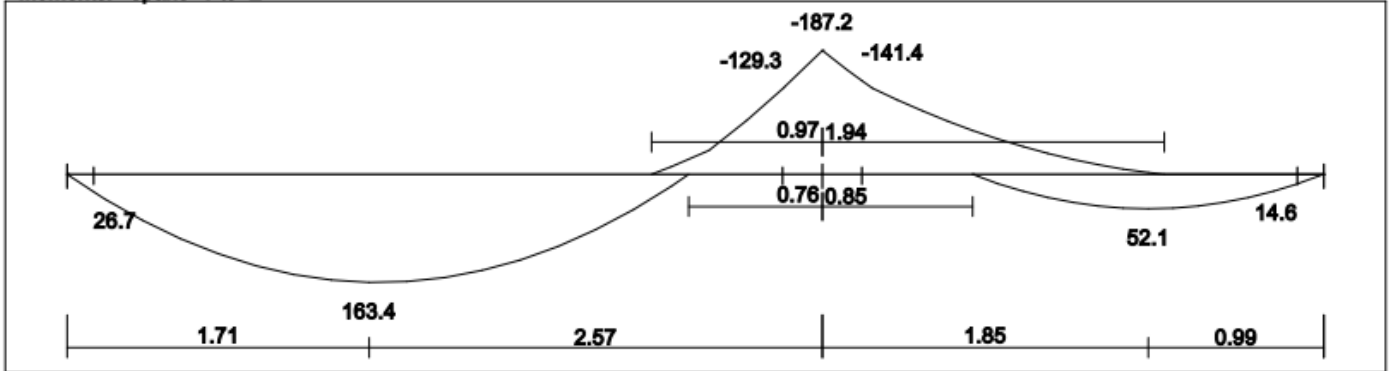


Fig. (4-20): Bending moment envelope of Beam

Between all spans ; $Mu_{max}^+ = 163.4$ kN.m for span (1)

Check whether $a \leq h_f$:

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times C \times \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 0.9 \times 0.85 f_c' \times h_f b_e \times \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \\ &= 0.9 \times 0.85 \times 28 \times 80 \times 800 \times \left(343 - \frac{280}{2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 278.29 \text{ kN.m} > Mu_{max} = 163.4 \text{ kN.m} \quad ; \quad \therefore a < h_f \end{aligned}$$

The beam will be designed as rectangular section with $b = b_e = 800$ mm

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{bd^2} = \frac{163.4 \times 10^6 / 0.9}{800 \times 343^2} = 1.929 \text{ MPa} \quad , \quad m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Kn \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.929 \times 17.65}{420}} \right) = 0.0048$$

$$\therefore As_{req} = \rho b d = 0.0048 \times 800 \times 343 = \mathbf{1315.98 \text{ mm}^2}$$

- Check for minimum reinforcement:

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = 0.25 \times \frac{\sqrt{28}}{420} \times 600 \times 343 = 648.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{or ; } As_{min} = \frac{1.4}{f_y} b_w d = \frac{1.4}{420} \times 600 \times 343 = 686 \text{ mm}^2 \quad - \text{Control}$$

$$As_{req} = 1315.98 \text{ mm}^2 > As_{min} = 686 \text{ mm}^2 \quad - \text{Ok}$$

\therefore Select $7\emptyset 16$ mm with $As = 1407 \text{ mm}^2 > As_{req} = 1315.98 \text{ mm}^2$

- **Check for strain:**

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85f_c' \times b_e} = \frac{1407 \times 420}{0.85 \times 28 \times 800} = 31.04 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.04}{0.85} = 36.52 \text{ mm} \quad ; \quad \text{For } f_c' = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\therefore \varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{343 - 36.52}{36.52} \right) = 0.025 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For span (1) bottom reinforcement ; **Select 7Ø16mm with $A_s = 1407 \text{ mm}^2$**

For Span (2):

$M_u^+ = 52.1 \text{ kN.m}$; $a < h_f$ since $\phi M_n @ (a = h_f) = 278.29 \text{ kN.m} > M_u^+ = 17.5 \text{ kN.m}$

$$K_n = \frac{M_u / \phi}{bd^2} = \frac{52.1 \times 10^6 / 0.9}{800 \times 343^2} = 0.615 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.615 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00148$$

$$\therefore A_{s_{req}} = \rho b d = 0.00148 \times 800 \times 343 = 407.17 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 686 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 4\text{Ø}16\text{mm with } A_s = 804 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 686 \text{ mm}^2$$

- **Check for strain:**

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85f_c' \times b_e} = \frac{804 \times 420}{0.85 \times 28 \times 800} = 17.74 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.74}{0.85} = 20.87 \text{ mm} \quad ; \quad \text{For } f_c' = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\therefore \varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{343 - 20.87}{20.87} \right) = 0.046 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For span (2) bottom reinforcement ; **Select 4Ø16mm with $A_s = 804 \text{ mm}^2$**

Design of Negative moment - Top Reinforcement

Moments: spans 1 to 2

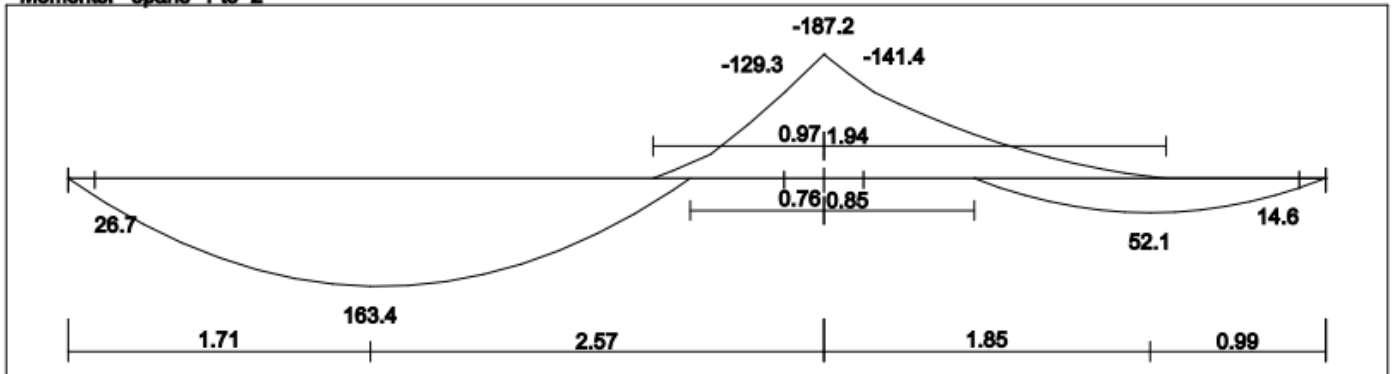


Fig. (4-21): Bending moment envelope of Beam

$$Mu^- = 141.4 \text{ kN.m at support (B)}$$

The section will be designed as rectangular section with $b = b_w = 600\text{mm}$

$$Kn = \frac{Mu/\phi}{bd^2} = \frac{141.4 \times 10^6/0.9}{600 \times 343^2} = 2.23 \text{ MPa} \quad , \quad m = \frac{f_y}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Kn \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.23 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00557$$

$$\therefore As_{req} = \rho bd = 0.00557 \times 600 \times 343 = 1147 \text{ mm}^2 > As_{min} = 686 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 6\phi 16\text{mm with } As = 1206 \text{ mm}^2 > As_{req} = 1147 \text{ mm}^2$$

- Check for strain:

$$a = \frac{As \times f_y}{0.85fc' \times b_e} = \frac{1206 \times 420}{0.85 \times 28 \times 600} = 35.47 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35.47}{0.85} = 41.73 \text{ mm} \quad ; \quad \text{For } fc' = 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \times \left(\frac{343 - 41.73}{41.73} \right) = 0.0217 > 0.005 \quad - \text{Ok}$$

So, For support (B) top reinforcement ; **Select 6 ϕ 16mm with $As = 1206 \text{ mm}^2$**

- Length of Bars:

According to ACI; length of bars shall not be less than:

$$L \geq \frac{Lc_1}{3} + b_{support} + \frac{Lc_2}{3} = \frac{3.9}{3} + 0.45 + \frac{2.46}{3} = 2.57\text{m}$$

$$\therefore \text{Select } L = 3.00\text{m}$$

4-7 Column Design

Column (C20) - Basement (-1) Floor

- **Parameters:**

$$f_c' = 28 \text{ MPa} \quad , \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Cover} = 4 \text{ cm}$$

$$P_D = 2478.08 \text{ kN} \quad , \quad P_L = 1187.79 \text{ kN}$$

- **Design:**

Check Slenderness

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 1.0 \text{ - Braced frame with } M_{\min}$$

$k = 1.0$ - For columns in nonsway frames (Pinned - Pinned)

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{kl_u}{r_x} = \frac{1.0 \times 3.5}{0.3 \times 0.6} = 19.44 < 22 \text{ - Short column for bending about x - axis}$$

$$\frac{kl_u}{r_y} = \frac{1.0 \times 3.5}{0.3 \times 0.4} = 29.17 > 22 \text{ - Long column for bending about y - axis}$$

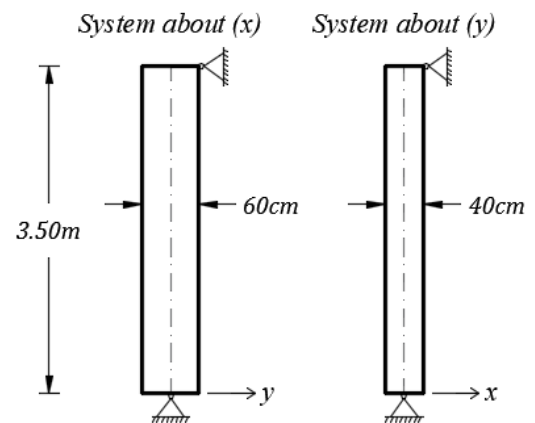
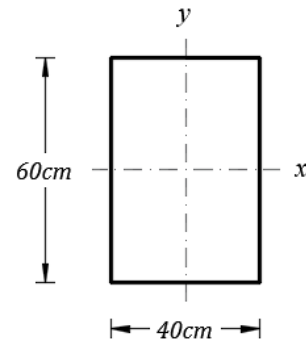


Fig. (4-22): System & Geometry of Column (C20) - Basement (-1) Floor

Calculate the minimum eccentricity and the minimum moment

$$e_{\min} = 15\text{mm} + 0.03 \times h = 15\text{mm} + 0.03 \times 400 = 27\text{mm}$$

$$P_u = 1.2 \times P_D + 1.6 \times P_L = 1.2 \times 2478.08 + 1.6 \times 1187.79 = 4874.16 \text{ kN}$$

$$M_{\min} = P_u \times e_{\min} = 4874.16 \times 0.027 = 131.6 \text{ kN.m}$$

Compute (EI)

At this stage, the area of reinforcement is not known. Additional calculations are needed before it is possible to compute (EI), where:

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{\text{dns}}}, \quad \text{but } EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} \text{ can be used}$$

$$E_c = 4750\sqrt{f_{c'}} = 4750 \times \sqrt{28} = 25134.64 \text{ MPa}$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{600 \times 400^3}{12} = 3.2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\beta_{\text{dns}} = \frac{1.2 \times P_D \text{ (sustained)}}{P_u} = \frac{1.2 \times 2478.08}{4874.16} = 0.61$$

$$EI = \frac{0.4 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} = \frac{0.4 \times 25134.64 \times 3.2 \times 10^9}{1 + 0.61} = 1.9983 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2 = 19983 \text{ kN.m}^2$$

Determine the Euler Buckling Load (Pc)

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = \frac{\pi^2 \times 19983}{(1.0 \times 3.5)^2} = 16100 \text{ kN}$$

Calculate the moment magnifier factor

$$\text{Moment Magnifier Factor } (\delta_{\text{ns}}) = \frac{C_m}{1 - (P_u/0.75P_c)} \quad \dots \text{ equation (1)}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 + 0.4 \times 1.0 = 1.0$$

From equation (1):

$$\delta_{\text{ns}} = \frac{1.0}{1 - (4874.16/0.75 \times 16100)} = 1.677 > 1.4$$

→ Columns dimensions must be increased

∴ Try Columns dimensions of (45cm × 65cm) instead of (40cm × 60cm)

- **Redesign with the new dimensions**

Check Slenderness

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 1.0 - \text{Braced frame with } M_{\min}$$

$k = 1.0$ – For columns in nonsway frames (Pinned – Pinned)

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{kl_u}{r_x} = \frac{1.0 \times 3.5}{0.3 \times 0.65} = 17.95 < 22 \quad - \quad \text{Short column for bending about x – axis}$$

$$\frac{kl_u}{r_y} = \frac{1.0 \times 3.5}{0.3 \times 0.45} = 25.93 > 22 \quad - \quad \text{Long column for bending about y – axis}$$

Calculate the minimum eccentricity and the minimum moment

$$e_{\min} = 15\text{mm} + 0.03 \times h = 15\text{mm} + 0.03 \times 450 = 28.5\text{mm}$$

$$M_{\min} = Pu \times e_{\min} = 4874.16 \times 0.0285 = 138.9 \text{ kN.m}$$

Compute (EI)

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{650 \times 450^3}{12} = 4.94 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} = \frac{0.4 \times 25134.64 \times 4.94 \times 10^9}{1 + 0.61} = 30848 \text{ kN.m}^2$$

Determine the Euler Buckling Load (Pc)

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kLu)^2} = \frac{\pi^2 \times 30848}{(1.0 \times 3.5)^2} = 24853.7 \text{ kN}$$

Calculate the moment magnifier factor

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 + 0.4 \times 1.0 = 1.0$$

From equation (1):

$$\delta_{ns} = \frac{1.0}{1 - \left(\frac{4874.16}{0.75 \times 24853.7} \right)} = 1.354 < 1.4 - \text{OK}$$

The magnified eccentricity and moment

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 28.5 \times 1.354 = 38.589 \text{ mm}$$

$$M_c = M_{\min} \times \delta_{ns} = 138.9 \times 1.354 = 188.1 \text{ kN.m}$$

Select the column reinforcement

We will use the tied-column interaction diagrams with bars in four faces “Diagrams (A-9)”

Assume $\emptyset 25 \text{ mm}$ bar diameter;

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h} = \frac{450 - 2 \times (40 + 10 + 0.5 \times 25)}{450} = 0.722 \rightarrow 0.6 < 0.722 < 0.75$$

$$\frac{e}{h} = \frac{38.589}{450} = 0.086$$

$$\frac{\emptyset \times P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{4874.16}{0.45 \times 0.65} = 16.6638 \text{ MN/m}^2 = 16.6638 \times \frac{145}{1000} = 2.42 \text{ ksi}$$

For $\gamma = 0.6$ using (Diagram A – 9a); $\rho_g = 0.023$

For $\gamma = 0.75$ using (Diagram A – 9b); $\rho_g = 0.023$

$$\therefore \text{For } \gamma = 0.722 ; \rho_g = 0.023 > \text{minimum } \rho_g = 0.01$$

$$< \text{maximum } \rho_g = 0.08$$

Required Reinforcement for the column

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho_g \times A_g = 0.023 \times 45 \times 65 = 67.275 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 14\emptyset 25 \text{ mm with } A_s = 68.74 \text{ cm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 67.275 \text{ cm}^2$$

4-8 Stairs Design

System (1) - Stairs (2); Ground, First & second Floors

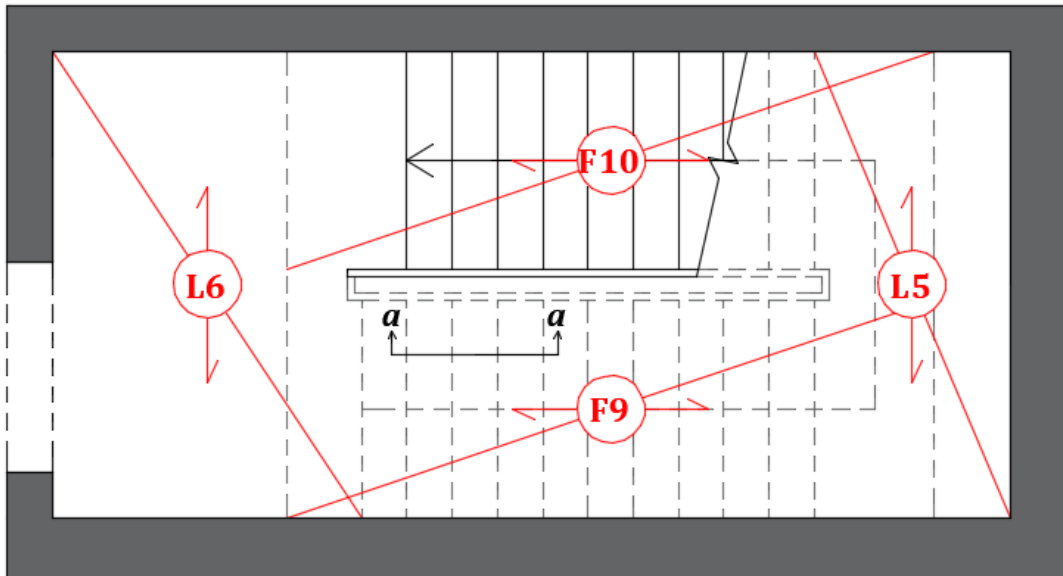


Fig. (4-23): Loading system (1) of stairs

(A) Design of Flight (F9):

- Structural system of flight (F9) is shown in the figure, with ($L = 4.93\text{m}$)

$$\begin{aligned} \text{minimum (h)} &= \frac{\text{Span (L)}}{20} = \frac{4.30}{20} \\ &= 21.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

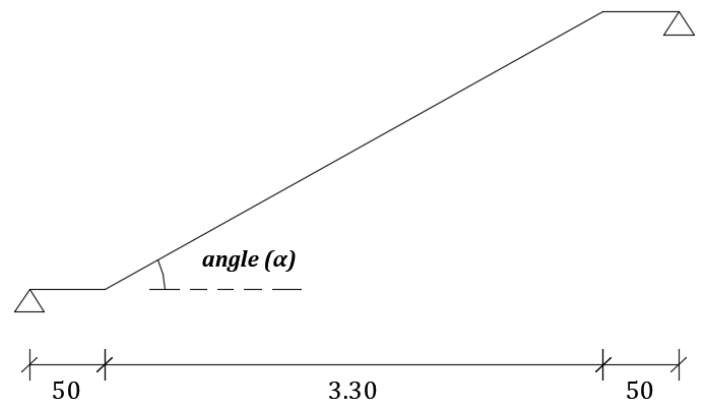


Fig. (4-24): System (1) of stairs

\therefore Select flight thickness = 22 cm > minimum (h) = 21.5 cm

- To determine Angle (α):

$$\tan (\alpha) = \frac{\text{rise}}{\text{run}} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{16.67\text{cm}}{30\text{cm}} = 29.06^\circ$$

- **Loads of Flight:**

1. Dead Loads:

Dead loads	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Vertical Tiles	$23 \times 0.1667 \times 1\text{m} \times \frac{0.03}{0.3}$	0.383
Horizontal Tiles	$23 \times 0.03 \times 1\text{m} \times \frac{33}{30}$	0.759
Vertical Mortar	$22 \times 0.1667 \times 1\text{m} \times \frac{0.02}{0.3}$	0.245
Horizontal Mortar	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.440
Triangle	$25 \times 0.1667 \times 1\text{m} \times 0.5$	2.084
Flight	$25 \times 0.22 \times 1\text{m} \times \frac{1}{\cos(29.06^\circ)}$	6.292
Plaster	$22 \times 0.02 \times 1\text{m} \times \frac{1}{\cos(29.06^\circ)}$	0.503
Dead Load (SUM)		10.706

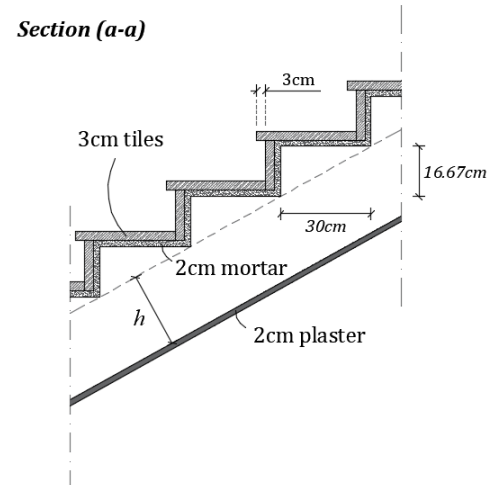


Fig. (4-25): Section in flight

Table (4-4): Dead load calculation of flight

2. Live Loads:

Live load (1m strip) = 5 kN/m

- **Factored Load (Wu):**

$W_u = 1.2 \times \text{Dead load} + 1.6 \times \text{Live load} = 1.2 \times 10.706 + 1.6 \times 5 = 20.85 \text{ kN/m}$

- **Internal forces for Flight:**

- Support Reactions:

$\sum \text{Moment}_A = 0$

$20.85 \times 3.30 \times \left(\frac{3.30}{2} + 0.5\right) - B_y \times 4.30 = 0$

$\therefore B_y = 34.4 \text{ kN} \quad , \quad A_y = 34.4 \text{ kN}$

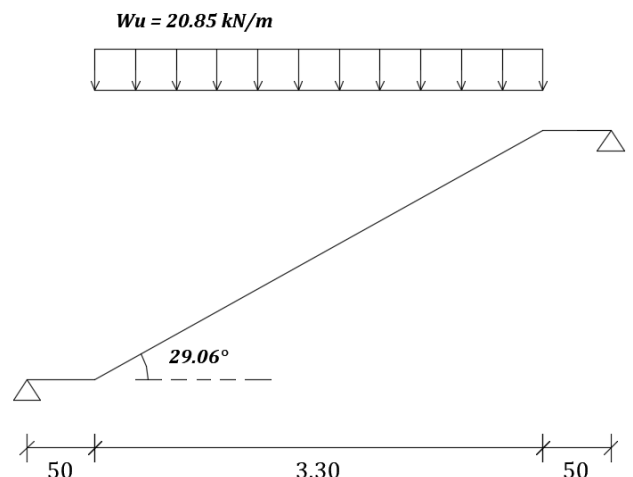


Fig. (4-26): Factored loads on stairs

- **Design of Shear Force:**

Shear Force Diagram

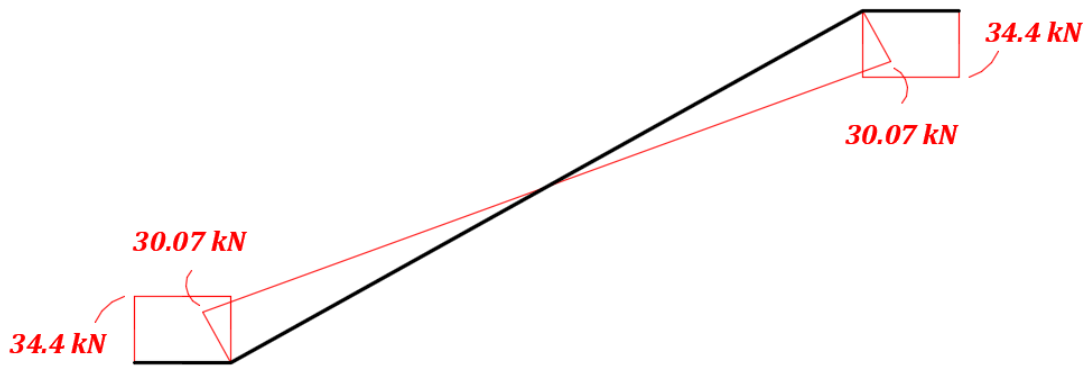


Fig. (4-27): Shear force diagram of stairs

$$V_{u_{\max}} = 34.4 \times \cos(\alpha) = 34.4 \times \cos(29.06^\circ) = 30.07 \text{ kN}$$

Assume bar diameter $\phi 12$ for main reinforcement

$$d = 220 - 20 - \frac{12}{2} = 194 \text{ mm}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 194 = 128.32 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 128.32 \text{ kN} \gg V_u = 30.07 \text{ kN}$$

The thickness of the flight (F9) is adequate enough

- **Design of Bending Moment:**

Bending Moment Diagram

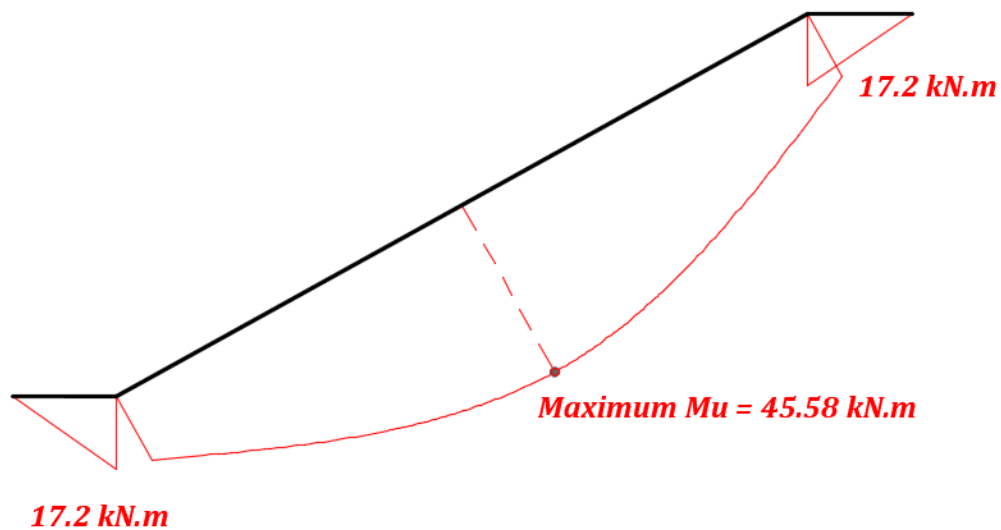


Fig. (4-28): Bending moment diagram of stairs

$$M_{u_{\max}} = 34.4 \times 2.15 - 20.85 \times 1.65 \times \frac{1.65}{2} = \mathbf{45.58 \text{ kN.m}}$$

$$M_n = M_u / \phi = 45.58 / 0.9 = 50.64 \text{ kN.m} \quad , \quad K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{50.64 \times 10^6}{1000 \times 194^2} = 1.35 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_{\text{req}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.35 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00331$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho_{\text{req}} \times b \times d = 0.00331 \times 100 \times 19.4 = \mathbf{6.42 \text{ cm}^2/\text{1m}}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 22 = 3.96 \text{ cm}^2/\text{1m} < A_{s_{\text{req}}} = 6.42 \text{ cm}^2/\text{1m}$$

∴ Select 8Ø12/1m or Ø12/15cm

- **Step (s) is the smallest of:**

1. $3 \times h = 3 \times 22 = 66\text{cm}$

2. 45cm

3. $380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times \text{cover} = 380 \times \left(\frac{280}{(2/3) \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330\text{mm} = 33\text{cm}$

But; Step (s) $\leq 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{(2/3) \times 420} \right) = 300\text{mm} = 30\text{cm} \leftarrow \text{Control}$

$$\text{Step (s)} = 15\text{cm} < \text{minimum (s)} = 30\text{cm} \rightarrow \mathbf{Ok}$$

- **Temperature and Shrinkage reinforcement:**

$$A_{s(\text{Temperature and Shrinkage})} = A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 3.96 \text{ cm}^2/\text{1m}$$

∴ Select 6Ø10/1m or Ø10/20cm

- **Step (s) for shrinkage and temperature reinforcement is the smallest of:**

1. $5 \times h = 5 \times 22 = 110\text{cm}$

2. 45cm \leftarrow Control

$$\text{Step (s)} = 20\text{cm} < \text{minimum (s)} = 45\text{cm} \rightarrow \mathbf{Ok}$$

- **Check strain:**

$$T = C \rightarrow A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$904 \times 420 = 0.85 \times 28 \times a \times 1000 \rightarrow a = 15.95 \text{ mm}$$

$$\text{Since } f_c' = 28 \text{ MPa}; \beta = 0.85 \rightarrow x = \frac{a}{\beta} = \frac{15.95}{0.85} = 18.76 \text{ mm}$$

$$\text{So, } \epsilon_s = \left(\frac{0.003 \times d}{x} \right) - 0.003 = \left(\frac{0.003 \times 194}{18.76} \right) - 0.003 = 0.028 > 0.005$$

$$\rightarrow \phi = 0.9 - \text{OK}$$

(B) Design of Landing (L5):

$$\text{minimum (h)} = \frac{\text{Span (L)}}{20} = \frac{3.45}{20} = 17.25 \text{ cm}$$

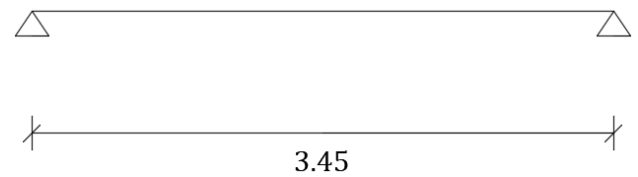


Fig. (4-29): System of landing (L5)

∴ Select landing (L5) thickness = 22 cm > minimum (h) = 17.25 cm

- **Loads of Landing:**

1. Dead Loads:

Dead loads	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Tiles	$23 \times 0.03 \times 1\text{m}$	0.69
Mortar	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.44
Sand	$16 \times 0.07 \times 1\text{m}$	1.12
Landing	$25 \times 0.22 \times 1\text{m}$	5.50
Plaster	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.44
Dead Load (SUM)		8.19

Table (4-5): Dead load calculation of landing

2. Live Loads:

$$\text{Live load}_{(1\text{m strip})} = 5 \text{ kN/m}$$

- **Factored Load (Wu):**

$$W_u = 1.2 \times \text{Dead load} + 1.6 \times \text{Live load}$$

$$= 1.2 \times 8.19 + 1.6 \times 5$$

$$= \mathbf{17.83 \text{ kN/m}}$$

Loads for the first (50cm)

$$Q_u = w_u + \text{reaction of flight}$$

$$= 17.83 + 34.4 = 52.23 \text{ kN/m}$$

Loads for the landing

$$q_u = w_u = 17.83 \text{ kN/m}$$

System for the first (50cm) with Shear force and Bending moment diagrams are shown;

- **Support Reactions:**

$$A_y = B_y = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{52.23 \times 3.45}{2} = 90.1 \text{ kN}$$

- **Maximum Shear Force:**

From shear force diagram at a critical section at a distance ($d = 19.4\text{cm}$) from the face of supports;

$$V_{u_{\max}} = 72.13 \text{ kN}$$

- **Maximum Bending Moment:**

From bending moment diagram at the middle of the span;

$$M_{u_{\max}} = 90.1 \times 1.725 - 52.23 \times 1.725 \times \frac{1.725}{2} = 77.71 \text{ kN.m}$$

- **Design of Shear Force:**

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 194 = 128.32 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 128.32 \text{ kN} \gg V_u = 72.13 \text{ kN}$$

The thickness of the landing (L5) is adequate enough

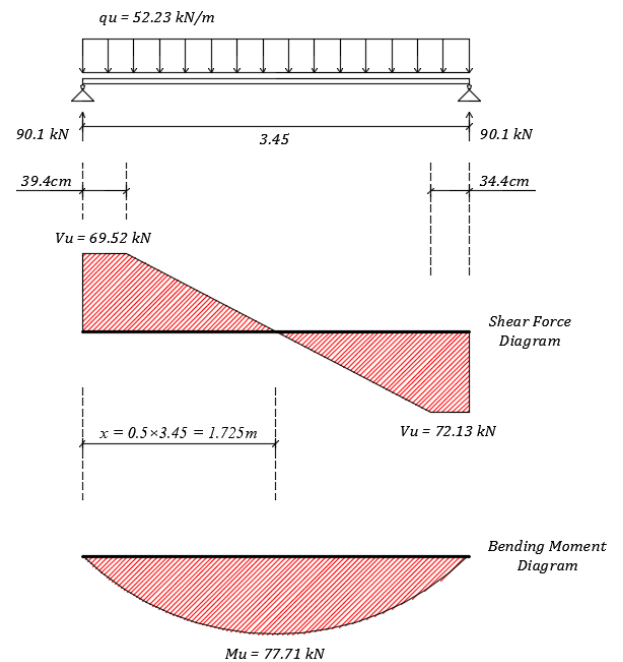


Fig. (4-30): Factored loads with shear & moment diagrams for the first (50 cm) of landing (L5)

- **Design of Bending Moment:**

$$M_n = M_u / \phi = 77.71 / 0.9 = 86.34 \text{ kN.m} \quad , \quad K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{86.34 \times 10^6}{1000 \times 194^2} = 2.294 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_{\text{req}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.294 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00575$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \rho_{\text{req}} \times b \times d = 0.00575 \times 100 \times 19.4 = \mathbf{11.16 \text{ cm}^2/1\text{m}}$$

$$A_{S_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 22 = 3.96 \text{ cm}^2/1\text{m} < A_{S_{\text{req}}} = 10.86 \text{ cm}^2/1\text{m}$$

∴ Select 11Ø12/1m or Ø12/10cm

Step (s) = 10cm < minimum (s) = 30cm → Ok

- **Temperature and Shrinkage reinforcement:**

$$A_{S(\text{Temperature and Shrinkage})} = A_{S_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 3.96 \text{ cm}^2/1\text{m}$$

Secondary reinforcement for landing (L5) extends as main reinforcement for flight (F9)

∴ Select 8Ø12/1m or Ø12/15cm

Step (s) = 15cm < minimum (s) = 45cm → Ok

- **Check strain:**

$$T = C \rightarrow A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$1243 \times 420 = 0.85 \times 28 \times a \times 1000 \rightarrow a = 21.94\text{mm}$$

$$\text{Since } f_c' = 28 \text{ MPa}; \beta = 0.85 \rightarrow x = \frac{a}{\beta} = \frac{21.94}{0.85} = 25.81\text{mm}$$

$$\text{So, } \epsilon_s = \left(\frac{0.003 \times d}{x} \right) - 0.003 = \left(\frac{0.003 \times 194}{25.81} \right) - 0.003 = 0.0195 > 0.005$$

→ Ø = 0.9 – OK

System for the landing after (50cm) with Shear force and Bending moment diagrams are shown;

- Support Reactions:

$$A_y = B_y = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17.83 \times 3.45}{2} = 30.76 \text{ kN}$$

- Maximum Shear Force:

From shear force diagram at a critical section at a distance ($d = 19.4\text{cm}$) from the face of supports;

$$V_{u_{\max}} = 24.63 \text{ kN}$$

- Maximum Bending Moment:

From bending moment diagram at the middle of the span;

$$\begin{aligned} M_{u_{\max}} &= 30.76 \times 1.725 - 17.83 \times 1.725 \times \frac{1.725}{2} \\ &= 26.53 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Design of Shear Force:

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 194 = 128.32 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 128.32 \text{ kN} \gg V_u = 24.63 \text{ kN}$$

The thickness of the landing (L5) is adequate enough

- Design of Bending Moment:

$$M_n = M_u / \phi = 26.53 / 0.9 = 29.48 \text{ kN.m} \quad , \quad K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{29.48 \times 10^6}{1000 \times 194^2} = 0.78 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_{\text{req}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.78 \times 17.65}{420}} \right) = 0.0019$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \rho_{\text{req}} \times b \times d = 0.0019 \times 100 \times 194 = 3.68 \text{ cm}^2/\text{1m}$$

$$A_{S_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 22 = 3.96 \text{ cm}^2/\text{1m} > A_{S_{\text{req}}} = 3.68 \text{ cm}^2/\text{1m}$$

∴ Select 6Ø10/1m or Ø10/20cm

Step (s) = 20cm < minimum (s) = 30cm → Ok

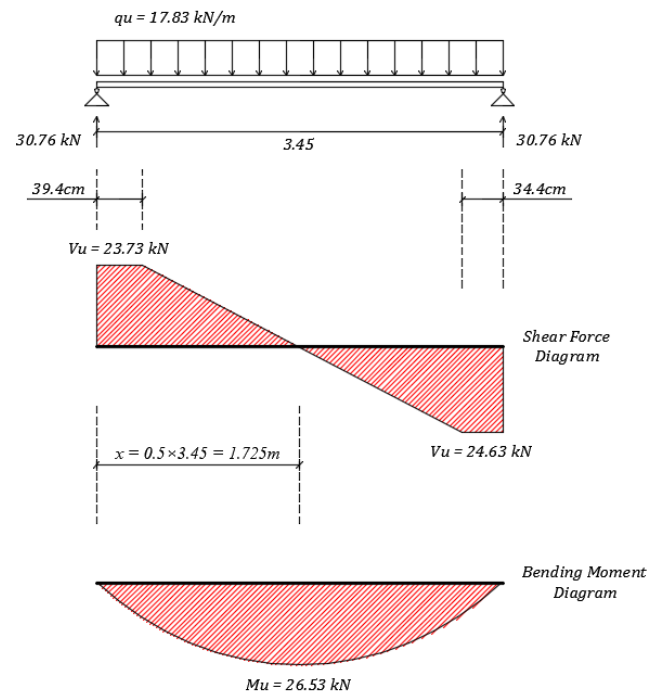


Fig. (4-31): Factored loads with shear & moment diagrams after (50 cm) of landing (L5)

- **Temperature and Shrinkage reinforcement:**

$$A_{S(\text{Temperature and Shrinkage})} = A_{S_{\min}} = 0.0018 \times b \times h = 3.96 \text{ cm}^2/\text{1m}$$

Secondary reinforcement for landing (L5) extends as main reinforcement for flight (F9)

∴ Select 8Ø12/1m or Ø12/15cm

$$\text{Step (s)} = 15\text{cm} < \text{minimum (s)} = 45\text{cm} \rightarrow \text{Ok}$$

- **Check strain:**

$$T = C \rightarrow A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$474 \times 420 = 0.85 \times 28 \times a \times 1000 \rightarrow a = 8.36\text{mm}$$

$$\text{Since } f_c' = 28 \text{ MPa}; \beta = 0.85 \rightarrow x = \frac{a}{\beta} = \frac{8.36}{0.85} = 9.84\text{mm}$$

$$\text{So, } \epsilon_s = \left(\frac{0.003 \times d}{x} \right) - 0.003 = \left(\frac{0.003 \times 194}{9.84} \right) - 0.003 = 0.056 > 0.005$$

$$\rightarrow \phi = 0.9 - \text{OK}$$

(C) Design of Landing (L6):

Landing (L6) extends from the slab, so it has the same thickness of the slab

Thickness (L6) = Thickness of slab = 32cm – ribbed slab

- **Loads of slab:**

1. Dead Loads:

Dead loads	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Tiles	$23 \times 0.03 \times 1\text{m}$	0.69
Mortar	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.44
Sand	$16 \times 0.07 \times 1\text{m}$	1.12
Landing	$25 \times 0.32 \times 1\text{m}$	8.00
Plaster	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.44
Dead Load (SUM)		10.69

Table (4-6): Dead load calculation of landing

2. Live Loads:

$$\text{Live load}_{(1\text{m strip})} = 5 \text{ kN/m}$$

- Factored Load (Wu):

$$W_u = 1.2 \times \text{Dead load} + 1.6 \times \text{Live load} = 1.2 \times 10.69 + 1.6 \times 5 = \mathbf{20.83 \text{ kN/m}}$$

Loads for the first (50cm)

$$q_u = w_u + \text{reaction of flight} = 20.83 + 34.4 = 55.23 \text{ kN/m}$$

Loads for the landing

$$q_u = w_u = 20.83 \text{ kN/m}$$

System for the first (50cm) with Shear force and Bending moment diagrams are shown;

- Support Reactions:

$$A_y = B_y = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{55.23 \times 3.45}{2} = 95.27 \text{ kN}$$

Assume bar diameter $\phi 12$ for main reinforcement

$$d = 320 - 20 - \frac{12}{2} = 294 \text{ mm}$$

- Maximum Shear Force:

From shear force diagram at a critical section at a distance ($d = 19.4\text{cm}$) from the face of supports;

$$V_{u_{\max}} = \mathbf{70.75 \text{ kN}}$$

- Maximum Bending Moment:

From bending moment diagram at the middle of the span;

$$M_{u_{\max}} = 95.27 \times 1.725 - 55.23 \times 1.725 \times \frac{1.725}{2} = \mathbf{82.17 \text{ kN.m}}$$

- Design of Shear Force:

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 294 = 194.46 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 194.46 \text{ kN} \gg V_u = 70.75 \text{ kN}$$

The thickness of the landing (L6) is adequate enough

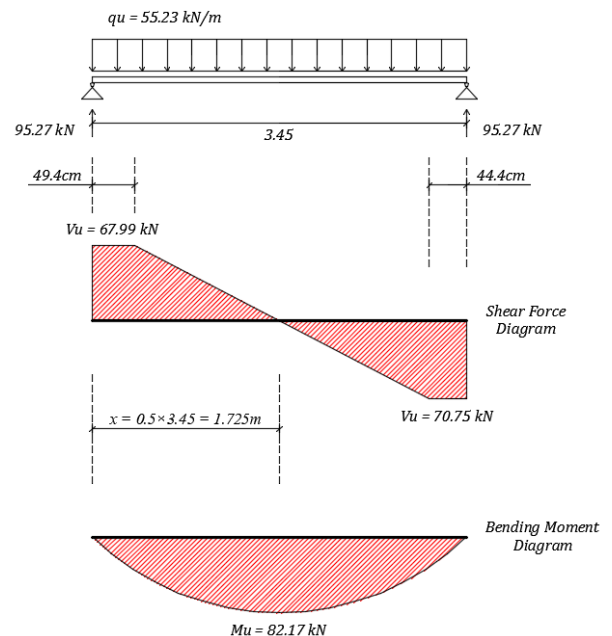


Fig. (4-32): Factored loads with shear & moment diagrams for the first (50 cm) of landing (L6)

- **Design of Bending Moment:**

$$M_n = M_u / \phi = 82.17 / 0.9 = 91.3 \text{ kN.m} \quad , \quad K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{91.3 \times 10^6}{1000 \times 294^2} = 1.056 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_{\text{req}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.056 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00257$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho_{\text{req}} \times b \times d = 0.00257 \times 100 \times 29.4 = \mathbf{7.57 \text{ cm}^2/1\text{m}}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 32 = 5.76 \text{ cm}^2/1\text{m} < A_{s_{\text{req}}} = 7.57 \text{ cm}^2/1\text{m}$$

∴ Select 8Ø12/1m or Ø12/15cm

- **Step (s) is the smallest of:**

1. $3 \times h = 3 \times 32 = 96\text{cm}$

2. 45cm

3. $380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times \text{cover} = 380 \times \left(\frac{280}{\left(\frac{2}{3} \right) \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330\text{mm} = 33\text{cm}$

But; Step (s) $\leq 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{\left(\frac{2}{3} \right) \times 420} \right) = 300\text{mm} = 30\text{cm} \leftarrow \text{Control}$

$$\text{Step (s)} = 15\text{cm} < \text{minimum (s)} = 30\text{cm} \rightarrow \mathbf{Ok}$$

- **Temperature and Shrinkage reinforcement:**

$$A_{s(\text{Temperature and Shrinkage})} = A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 5.76 \text{ cm}^2/1\text{m}$$

Secondary reinforcement for landing (L6) extends as main reinforcement for flight (F9)

∴ Select 8Ø12/1m or Ø12/15cm

- **Step (s) for shrinkage and temperature reinforcement is the smallest of:**

1. $5 \times h = 5 \times 32 = 160\text{cm}$

2. 45cm \leftarrow Control

$$\text{Step (s)} = 15\text{cm} < \text{minimum (s)} = 45\text{cm} \rightarrow \mathbf{Ok}$$

- **Check strain:**

$$T = C \rightarrow A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$904 \times 420 = 0.85 \times 28 \times a \times 1000 \rightarrow a = 15.95 \text{ mm}$$

$$\text{Since } f_c' = 28 \text{ MPa}; \beta = 0.85 \rightarrow x = \frac{a}{\beta} = \frac{15.95}{0.85} = 18.76 \text{ mm}$$

$$\text{So, } \epsilon_s = \left(\frac{0.003 \times d}{x} \right) - 0.003 = \left(\frac{0.003 \times 294}{18.76} \right) - 0.003 = 0.044 > 0.005$$

$$\rightarrow \phi = 0.9 - \text{OK}$$

System for the landing after (50cm) with Shear force and Bending moment diagrams are shown;

- **Support Reactions:**

$$A_y = B_y = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20.83 \times 3.45}{2} = 35.93 \text{ kN}$$

- **Maximum Shear Force:**

From shear force diagram at a critical section at a distance ($d = 19.4 \text{ cm}$) from the face of supports;

$$V_{u_{\max}} = 26.68 \text{ kN}$$

- **Maximum Bending Moment:**

From bending moment diagram at the middle of the span;

$$\begin{aligned} M_{u_{\max}} &= 35.93 \times 1.725 \\ &\quad - 20.83 \times 1.725 \times \frac{1.725}{2} \\ &= 30.99 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- **Design of Shear Force:**

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 294 = 194.46 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 194.46 \text{ kN} \gg V_u = 26.68 \text{ kN}$$

The thickness of the landing (L6) is adequate enough

- **Design of Bending Moment:**

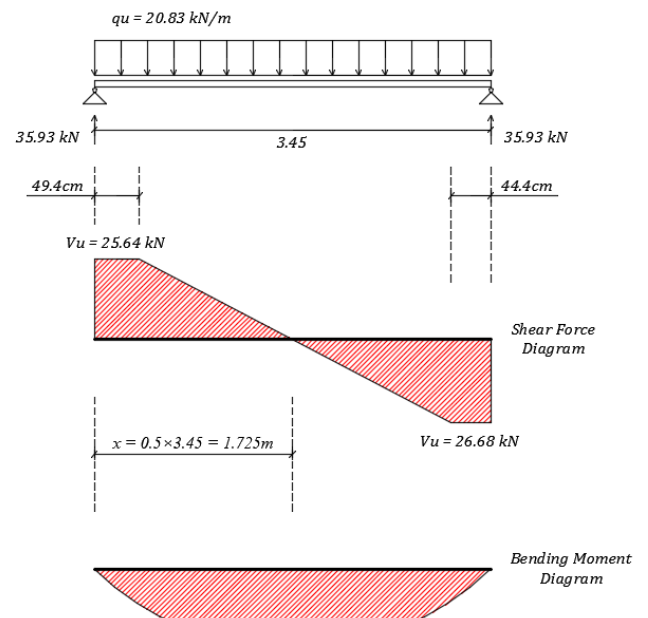


Fig. (4-33): Factored loads with shear & moment diagrams after (50 cm) of landing (L6)

$$M_n = M_u/\phi = 30.99/0.9 = 34.43 \text{ kN.m} \quad , \quad K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{34.43 \times 10^6}{1000 \times 294^2} = 0.398 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_{\text{req}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.398 \times 17.65}{420}} \right) = 0.00096$$

$$A_{S_{\text{req}}} = \rho_{\text{req}} \times b \times d = 0.00096 \times 100 \times 29.4 = \mathbf{2.81 \text{ cm}^2/\text{1m}}$$

$$A_{S_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 32 = 5.76 \text{ cm}^2/\text{1m} > A_{S_{\text{req}}} = 2.81 \text{ cm}^2/\text{1m}$$

∴ Select 8Ø12/1m or Ø12/15cm

Step (s) = 15cm < minimum (s) = 30cm → Ok

- **Temperature and Shrinkage reinforcement:**

$$A_{S(\text{Temperature and Shrinkage})} = A_{S_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 5.76 \text{ cm}^2/\text{1m}$$

Secondary reinforcement for landing (L6) extends as main reinforcement for flight (F9)

∴ Select 8Ø12/1m or Ø12/15cm

Step (s) = 15cm < minimum (s) = 45cm → Ok

- **Check strain:**

$$T = C \rightarrow A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$904 \times 420 = 0.85 \times 28 \times a \times 1000 \rightarrow a = 15.95 \text{ mm}$$

$$\text{Since } f_c' = 28 \text{ MPa}; \beta = 0.85 \rightarrow x = \frac{a}{\beta} = \frac{15.95}{0.85} = 18.76 \text{ mm}$$

$$\text{So, } \epsilon_s = \left(\frac{0.003 \times d}{x} \right) - 0.003 = \left(\frac{0.003 \times 294}{18.76} \right) - 0.003 = 0.044 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$$

- **Reinforcement:**

	Main Reinforcement	Secondary Reinforcement
Flight	Ø12/15cm	Ø10/20cm
Landing (L5) - 50cm	Ø12/10cm	Ø12/15cm
Landing (L5)	Ø10/20cm	Ø12/15cm
Landing (L6) - 50cm	Ø12/15cm	Ø12/15cm
Landing (L6)	Ø12/15cm	Ø12/15cm

Table (4-7): Reinforcement of system (1) stairs

System (2) - Stairs (1); First , second & third floors

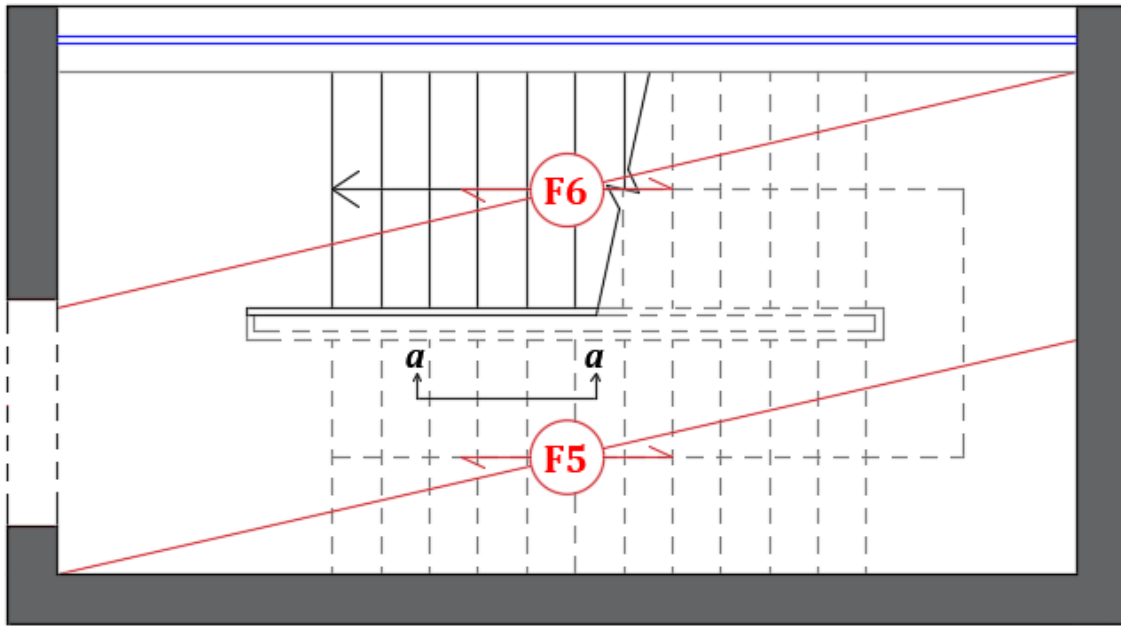


Fig. (4-34): Loading system (2) of stairs

- Structural system of the stairs is shown in the figure, with ($L = 6.6\text{m}$)

$$\text{minimum } (h) = \frac{\text{Span } (L)}{20} = \frac{6.6}{20} = 33 \text{ cm}$$

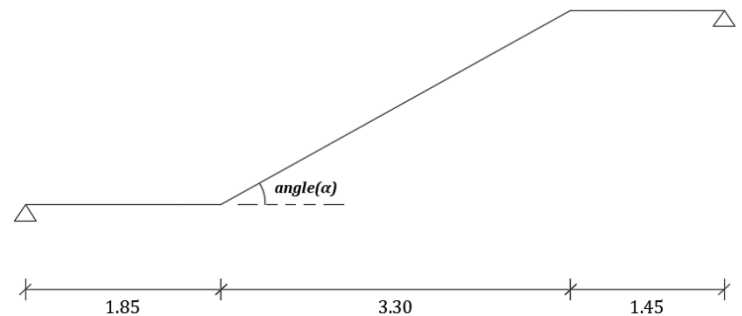


Fig. (4-35): System (2) of stairs

\therefore Select thickness = 35 cm > minimum (h) = 33 cm

- To determine Angle (α):

$$\tan (\alpha) = \frac{\text{rise}}{\text{run}} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{16.67\text{cm}}{30\text{cm}} = 29.06^\circ$$

- **Loads of Flight:**

1. Dead Loads:

Dead loads	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Vertical Tiles	$23 \times 0.1667 \times 1\text{m} \times \frac{0.03}{0.3}$	0.383
Horizontal Tiles	$23 \times 0.03 \times 1\text{m} \times \frac{33}{30}$	0.759
Vertical Mortar	$22 \times 0.1667 \times 1\text{m} \times \frac{0.02}{0.3}$	0.245
Horizontal Mortar	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.440
Triangle	$25 \times 0.1667 \times 1\text{m} \times 0.5$	2.084
Flight	$25 \times 0.35 \times 1\text{m} \times \frac{1}{\cos(29.06^\circ)}$	10.01
Plaster	$22 \times 0.02 \times 1\text{m} \times \frac{1}{\cos(29.06^\circ)}$	0.503
Dead Load (SUM)		14.424

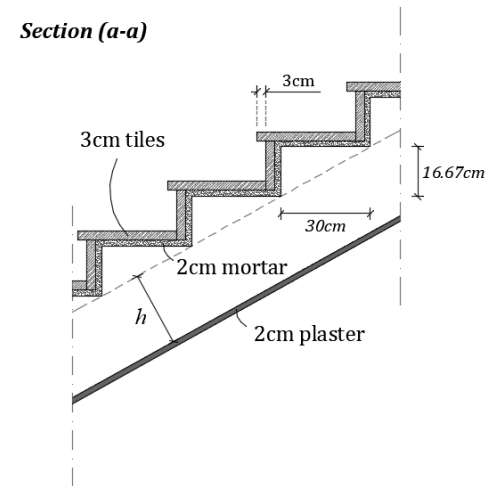


Fig. (4-36): Section in flight

Table (4-8): Dead loads calculation of flight

2. Live Loads:

$$\text{Live load}_{(1\text{m strip})} = 5 \text{ kN/m}$$

- **Factored Load (Wu1):**

$$Wu1 = 1.2 \times \text{Dead load} + 1.6 \times \text{Live load} = 1.2 \times 14.424 + 1.6 \times 5 = 25.31 \text{ kN/m}$$

- **Loads of Landing:**

1. Dead Loads:

Dead loads	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Tiles	$23 \times 0.03 \times 1\text{m}$	0.69
Mortar	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.44
Landing	$25 \times 0.35 \times 1\text{m}$	8.75
Plaster	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.44
Sand	$16 \times 0.07 \times 1\text{m}$	1.12
Dead Load (SUM)		11.44

Table (4-9): Dead loads calculation of landing

2. Live Loads:

$$\text{Live load (1m strip)} = 5 \text{ kN/m}$$

- Factored Load (Wu2):

$$\begin{aligned} W_{u2} &= 1.2 \times \text{Dead load} + 1.6 \times \text{Live load} \\ &= 1.2 \times 11.44 + 1.6 \times 5 \\ &= \mathbf{21.73 \text{ kN/m}} \end{aligned}$$

- Internal forces for Flight:

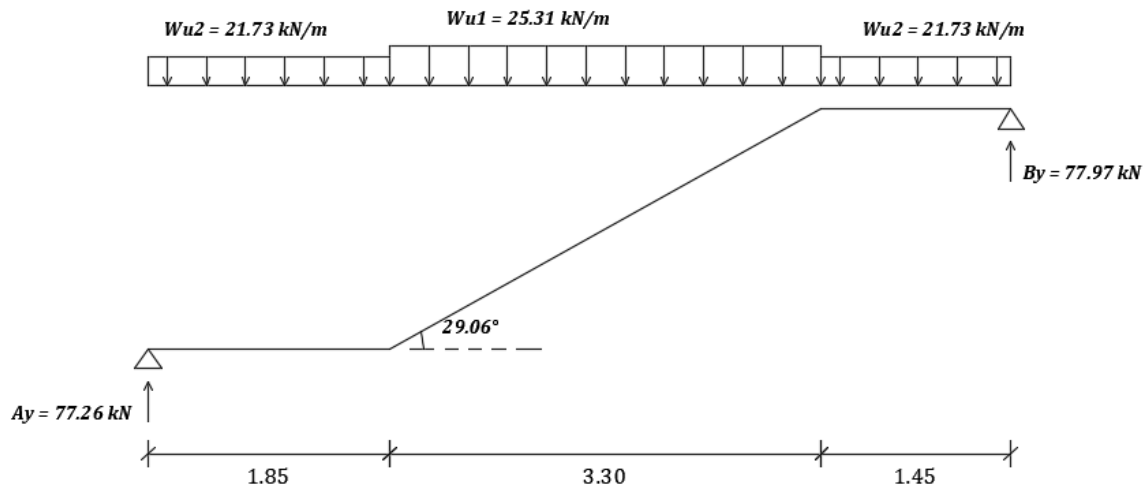


Fig. (4-37): Factored loads on stairs

- Support Reactions:

$$\sum \text{Moment}_A = 0$$

$$\begin{aligned} 21.73 * \frac{1.85^2}{2} + 25.31 \times 3.30 \times \left(\frac{3.30}{2} + 1.85 \right) + 21.73 * 1.45 * \left(\frac{1.45}{2} + 3.3 + 1.85 \right) \\ - B_y \times 6.6 = 0 \end{aligned}$$

$$\therefore \mathbf{B_y = 77.97 \text{ kN} \quad , \quad A_y = 77.26 \text{ kN}}$$

- **Design of Shear Force:**

Shear Force Diagram

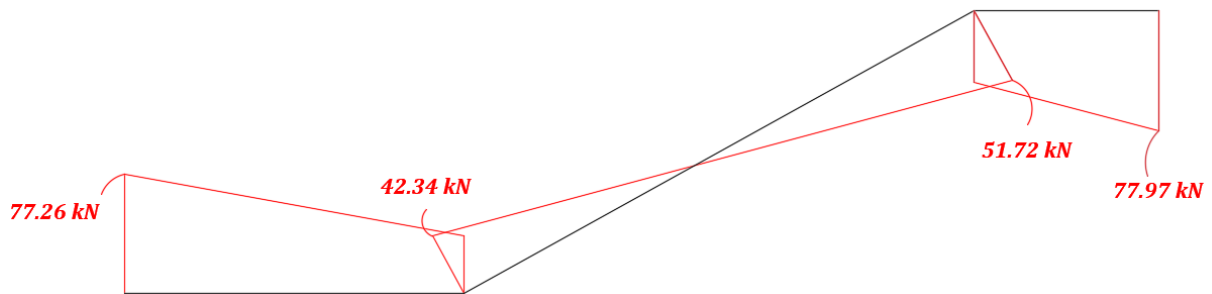


Fig. (4-38): Shear force diagram of stairs

Assume bar diameter $\emptyset 12$ for main reinforcement

$$d = 350 - 20 - \frac{12}{2} = 324\text{mm}$$

$$V_{u_{\max}} (\text{@ distance } d \text{ from Support B}) = 77.97 - 0.324 * 21.73 = \mathbf{70.93 \text{ kN}}$$

$$\emptyset \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 324 * 10^{-3} = 214.31 \text{ kN}$$

$$\emptyset \times V_c = 214.31 \text{ kN} \gg V_u = 70.93 \text{ kN}$$

The thickness of the stairs system is adequate enough

- **Design of Bending Moment:**

Bending Moment Diagram

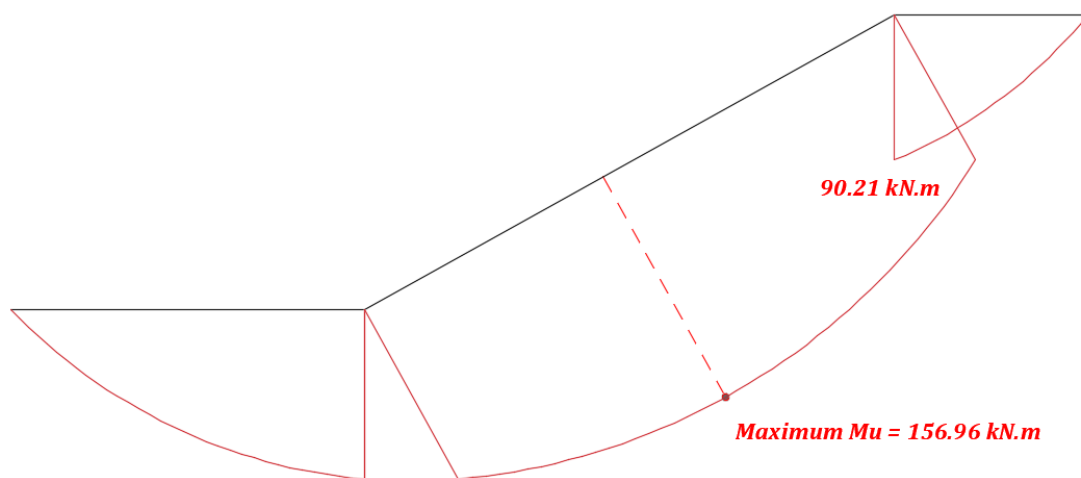


Fig. (4-39): Bending moment diagram of stairs

$$M_{u_{\max}} = \mathbf{156.96 \text{ kN.m}}$$

$$M_n = M_u / \phi = 156.96 / 0.9 = 174.4 \text{ kN.m} \quad , \quad K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{174.4 \times 10^6}{1000 \times 324^2} = 1.661 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_{\text{req}} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.661 \times 17.65}{420}} \right) = 0.0041$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho_{\text{req}} \times b \times d = 0.0041 \times 100 \times 32.4 = \mathbf{13.28 \text{ cm}^2/1\text{m}}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2/1\text{m} < A_{s_{\text{req}}} = 9.24 \text{ cm}^2/1\text{m}$$

∴ Select 10Ø14/1m or Ø14/10cm

- **Step (s) is the smallest of:**

1. $3 \times h = 3 \times 35 = 105\text{cm}$

2. 45cm

3. $380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times \text{cover} = 380 \times \left(\frac{280}{(2/3) \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330\text{mm} = 33\text{cm}$

But; Step (s) $\leq 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \times \left(\frac{280}{(2/3) \times 420} \right) = 300\text{mm} = 30\text{cm} \leftarrow \text{Control}$

Step (s) = 10cm < minimum (s) = 30cm → Ok

- **Temperature and Shrinkage reinforcement:**

$$A_{s(\text{Temperature and Shrinkage})} = A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \times b \times h = 6.3 \text{ cm}^2/1\text{m}$$

∴ Select 7Ø12/1m or Ø12/15cm

- **Step (s) for shrinkage and temperature reinforcement is the smallest of:**

1. $5 \times h = 5 \times 35 = 175\text{cm}$

2. 45cm \leftarrow Control

Step (s) = 15cm < minimum (s) = 45cm → Ok

- **Check strain:**

$$T = C \rightarrow A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$1540 \times 420 = 0.85 \times 28 \times a \times 1000 \rightarrow a = 27.18 \text{ mm}$$

$$\text{Since } f_c' = 28 \text{ MPa}; \beta = 0.85 \rightarrow x = \frac{a}{\beta} = \frac{27.18}{0.85} = 32 \text{ mm}$$

$$\text{So, } \epsilon_s = \left(\frac{0.003 \times d}{x} \right) - 0.003 = \left(\frac{0.003 \times 324}{32} \right) - 0.003 = 0.027 > 0.005$$

$$\rightarrow \phi = 0.9 - \mathbf{OK}$$

- **Reinforcement:**

	Main Reinforcement	Secondary Reinforcement
	Ø14/10cm	Ø12/15cm

Table (4-10): Reinforcement of system (2) stairs

4-9 Basement Wall Design

Earth pressure at rest acting on the wall

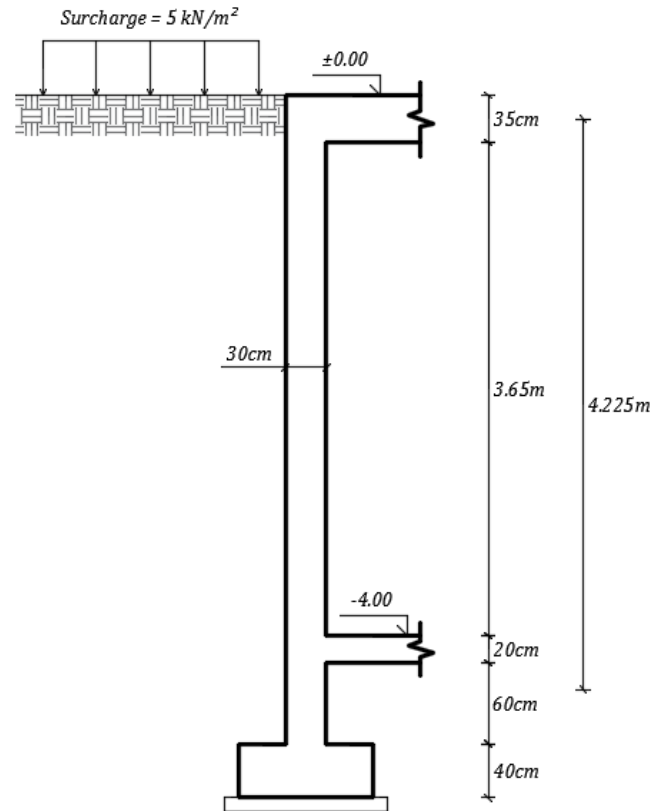
Parameters:

$$f_c' = 28 \text{ MPa} \quad , \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{soil}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_{\text{soil}} = 30^\circ \quad , \quad \text{Surcharge} = 5 \text{ kN/m}^2$$



Design:

Loads acting on the wall

Fig. (4-40): Geometry of basement wall

1. Earth pressure at rest:

$$\begin{aligned} e_o &= k_o \times \gamma_{\text{soil}} \times h = (1 - \sin(\phi_{\text{soil}})) \times 19 \times 4.225 \\ &= (1 - \sin(30)) \times 19 \times 4.225 = \mathbf{40.14 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

2. Live load:

$$\text{live load} = k_o \times \text{L.L} = (1 - 0.5) \times 5 = \mathbf{2.5 \text{ kN/m}^2}$$

So; for (1m) strip of basement wall:

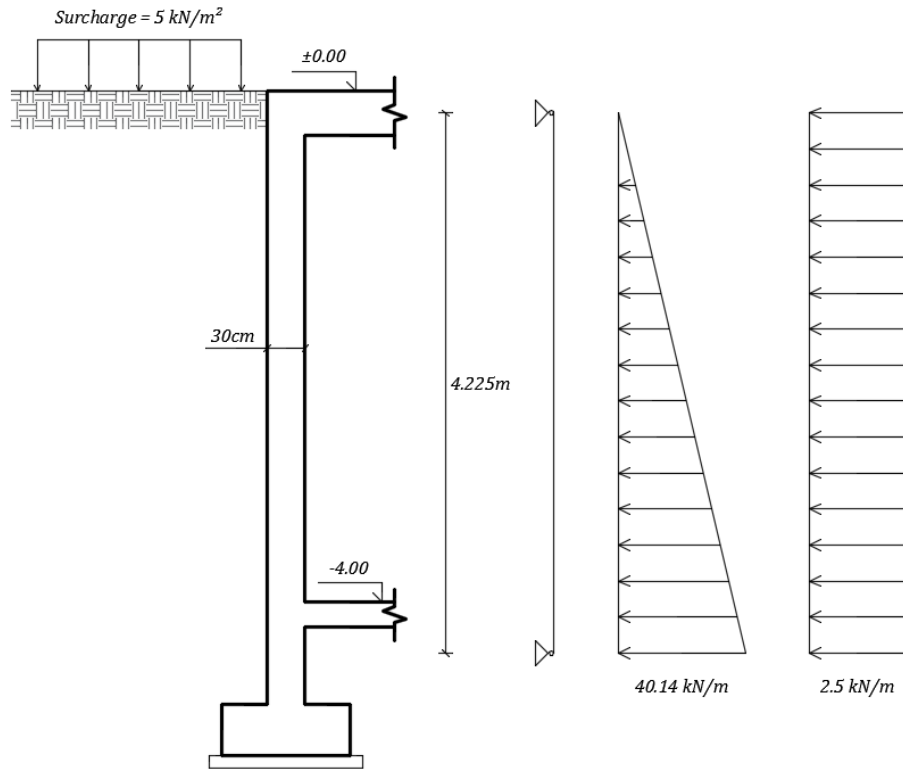


Fig. (4-41): System & loads acting on basement wall

Using BeamD program for analysis;

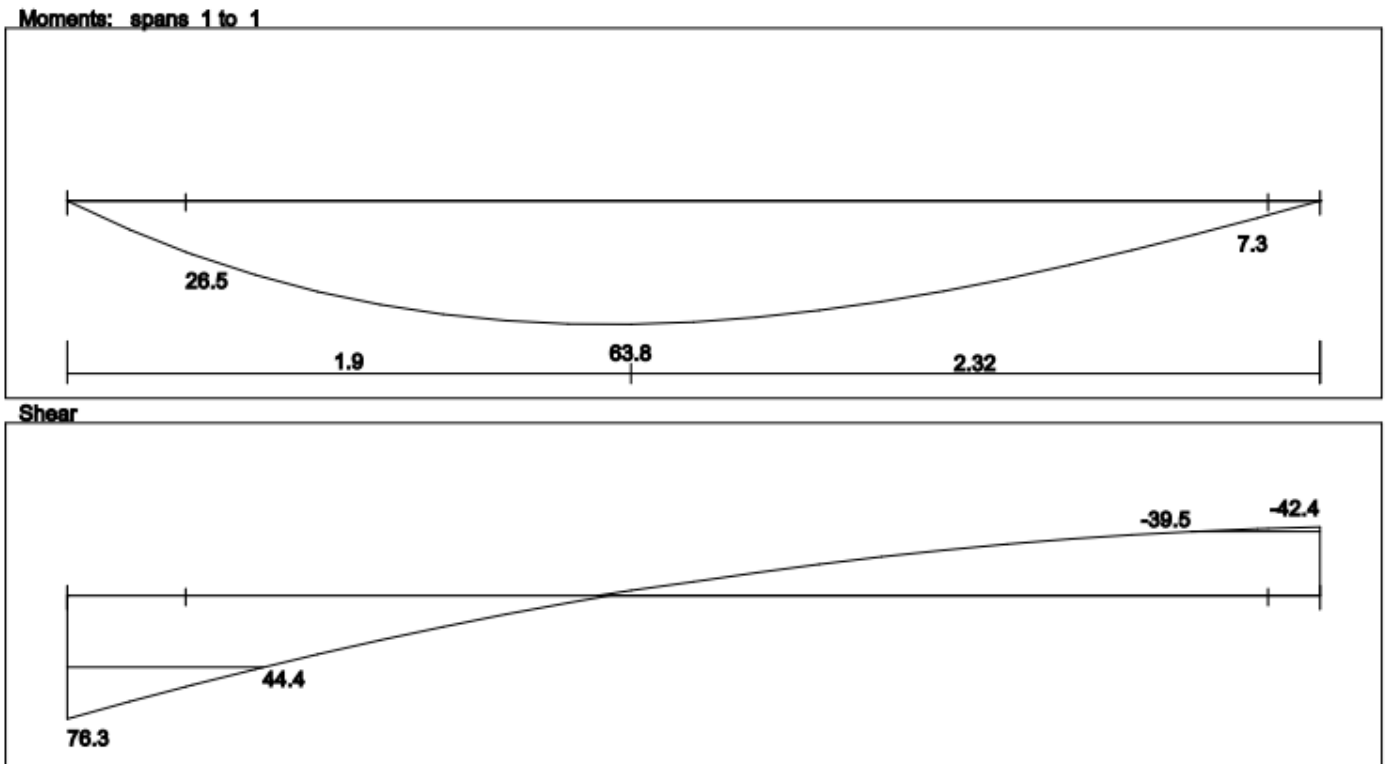


Fig. (4-42): Shear & Moment diagrams of basement wall

$$\therefore Mu = 63.8 \text{ kN.m} \quad \& \quad Vu = 44.4 \text{ kN}$$

Design of Shear Force:

Assume $\emptyset 20$ mm bar diameter; $d = 300 - 40 - 20/2 = 250$ mm

$$\begin{aligned}\emptyset \times V_c &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 250 \\ &= 165.34 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\therefore 0.5 \times \emptyset \times V_c = 0.5 \times 165.34 = 82.67 \text{ kN} > V_u = 44.4 \text{ kN}$$

So, Thickness of wall is adequate enough

Design of Bending Moment (Vertical Reinforcement):**1. Tension Face:**

$$M_n = M_u / \emptyset = 63.8 / 0.9 = 70.89 \text{ kN.m} \quad , \quad K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{70.89 \times 10^6}{1000 \times 250^2} = 1.134 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{aligned}\therefore \rho_{\text{req}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.134 \times 17.65}{420}} \right) \\ &= 0.00277\end{aligned}$$

$$\therefore A_{s_{\text{req}}} = \rho_{\text{req}} \times b \times d = 0.00277 \times 100 \times 25 = 6.925 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 30 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s_{\text{req}}} = 6.925 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\therefore Select $\emptyset 12/15$ cm with $A_s = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$ for Tension Face

2. Compression Face:

$$A_{s_{\text{req}}} = A_{s_{\text{min}}} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

\therefore Select $\emptyset 10/20$ cm with $A_s = 3.95 \text{ cm}^2/\text{m}$ for Compression Face

Design of Horizontal Reinforcement:

$$A_{s_{\text{req}}} = A_{s_{\text{min}}} = 0.002 \times b \times h \quad (\text{for both faces})$$

$$= 0.002 \times 100 \times 30 = 6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{for both faces}$$

\therefore Select $\emptyset 10/20$ cm for each face

4-10 Shear Wall Design

Shear wall design will be on the dynamic method

- **Parameters:**

$$S_s = 0.56 , S_1 = 0.28 , T_L = 4 , \text{ Site Class} = A , R = 6 , \omega = 2.5$$

$$C_d = 5 , I = 1.5 , C_t = 0.02 , x = 0.75$$

$$f_c' = 28 \text{ MPa} \quad \& \quad f_y = 420 \text{ MPa} , \text{ Wall thickness} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Axial Load (Pu)} = 2330 \text{ kN} \quad \& \quad \text{Horizontal Load (Hu)} \text{ shown on the figure}$$

- **Analysis:**

Internal forces, Shear force & bending moment diagrams:

$$V_{u_{\max}} = \sum H_u = 820 + 500 + 1140 = 2460 \text{ kN} , N_u = P_u = 2330 \text{ kN}$$

$$M_{u_{\max}} = \sum H_u \times h_w = 820 \times 11 + 500 \times 7.5 + 1140 \times 4 = 17330 \text{ kN.m}$$

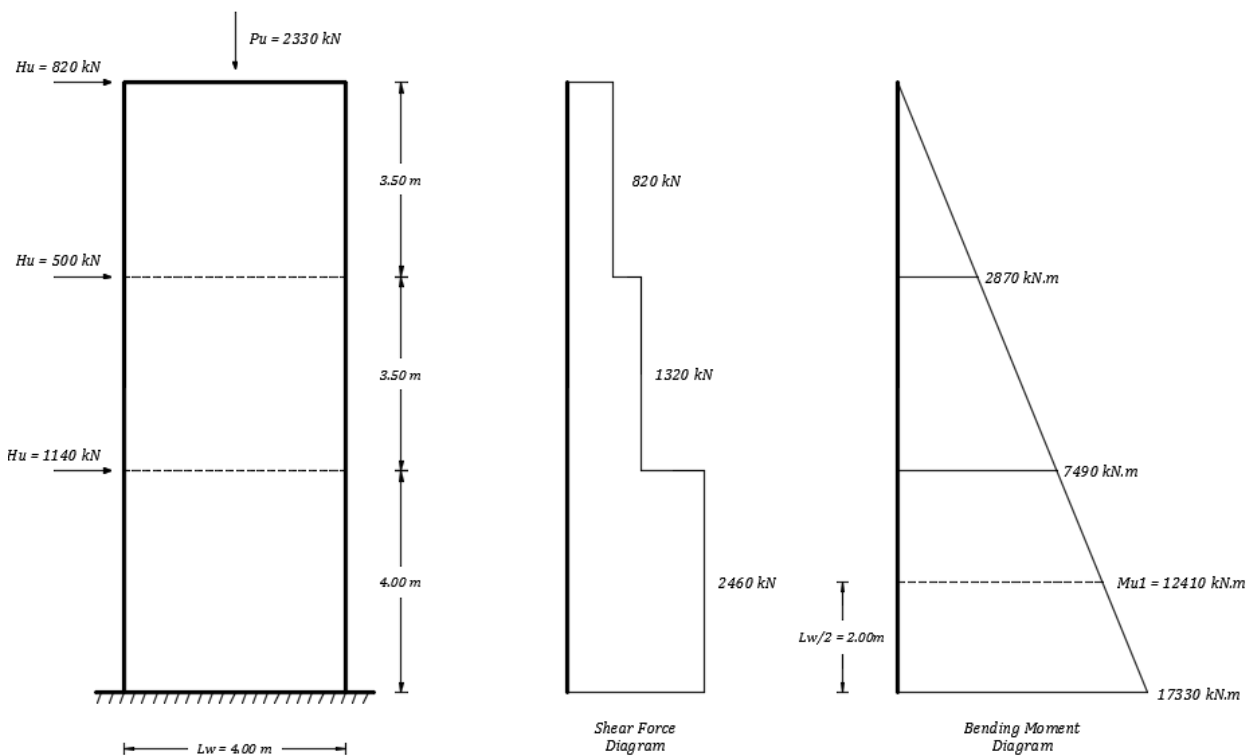


Fig. (4-43): System with Shear & Moment diagrams of shear wall

Mu1 (at a critical section at a distance $\left(\frac{L_w}{2} = 2.00\text{m}\right)$ from the base of the shear wall)

$$Mu1 = 17330 - 2460 \times 2 = 12410 \text{ kN.m}$$

- **Design:**

Check maximum shear strength permitted

$$\phi \times V_n = \phi \times \frac{5}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times h \times d = 0.75 \times \frac{5}{6} \times \sqrt{28} \times 400 \times 3200 = 4233.2 \text{ kN}$$

$$\text{where } d = 0.8 \times L_w = 0.8 \times 4.00 = 3.20\text{m} = 3200\text{mm}$$

$$\therefore \phi \times V_n = 4233.2 \text{ kN} > V_{u_{\max}} = 2460 \text{ kN}$$

Calculate shear strength provided by concrete (Vc)

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times h \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 400 \times 3200 = \mathbf{1128.85 \text{ kN}} \quad \text{-- Control}$$

$$V_c = 0.27 \times \sqrt{f_{c'}} \times h \times d + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$= 0.27 \times \sqrt{28} \times 400 \times 3200 + \frac{2330 \times 10^3 \times 3200}{4 \times 4000} = 2294.74 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(0.05 \times \sqrt{f_{c'}} + \frac{L_w \times (0.1 \times \sqrt{f_{c'}} + 0.2 \times \frac{N_u}{L_w \times h})}{Mu1/V_u - L_w/2} \right) \times h \times d$$

$$\frac{Mu1}{V_u} - \frac{L_w}{2} = \frac{12410}{2460} - \frac{4}{2} = 3.045 \quad (\text{+ev value})$$

$$V_c = \left(0.05 \times \sqrt{28} + \frac{4 \times (0.1 \times \sqrt{28} + 0.2 \times \frac{2330 \times 10^3}{4000 \times 400})}{3.045} \right) \times 400 \times 3200 = 1718.1 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times 1128.85 = 846.64 \text{ kN} < V_u = 2460\text{kN}$$

\therefore Shear Reinforcement is needed

Determine required horizontal shear reinforcement

$$V_u \leq \phi \times V_c + \phi \times V_s \quad \rightarrow \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{2460}{0.9} - 1128.85 = \mathbf{1604.48 \text{ kN}}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{1604.48}{420 \times 10^3 \times 3.2} = 0.001194 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 h} = \frac{0.001194}{0.4} = 0.002985 > 0.0025$$

\therefore Take $\rho_t = 0.002985$

- Maximum spacing is the smallest of:

1. $\frac{Lw}{5} = \frac{4000}{5} = 800\text{mm}$
2. $3 \times h = 3 \times 400 = 1200\text{mm}$
3. 450mm – Control

Try $\phi 12$ with $A_s = 113 \text{ mm}^2$ for two layers;

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{h \times S_2} = \frac{2 \times 113}{400 \times S_2} = 0.002985 \rightarrow S_2 = 189.3\text{mm} < 450\text{mm} \quad \therefore \text{Ok}$$

\therefore Select $\phi 12@150\text{mm}$ two layers for horizontal reinforcement

Determine Uniform Vertical Reinforcement

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{11}{4} = 2.75 > 2.5$$

$$\rho_1 = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hw}{Lw}\right) \times (\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\text{Since } \frac{hw}{Lw} = 2.75 > 2.5 \quad \therefore \rho_1 = 0.0025$$

- Maximum spacing is the smallest of:

1. $\frac{Lw}{3} = \frac{4000}{3} = 1333.33\text{mm}$
2. $3 \times h = 3 \times 400 = 1200\text{mm}$
3. 450mm – Control

Try $\phi 12$ with $A_s = 113 \text{ mm}^2$ for two layers;

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{h \times S_2} = \frac{2 \times 113}{400 \times S_2} = 0.0025 \rightarrow S_2 = 226\text{mm} < 450\text{mm} \quad \therefore \text{Ok}$$

\therefore Select $\phi 12@200\text{mm}$ two layers for uniform vertical reinforcement

Design Flexure

$$\phi \times M_n = \phi \times \left(0.5 \times A_{st} \times f_y \times L_w \times \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} \times f_y} \right) \times \left(1 - \frac{c}{L_w} \right) \right)$$

Where:

$$A_{st} = \frac{2 \times 113}{200} \times 4000 = 4520 \text{ mm}^2$$

$$\frac{c}{L_w} = \frac{+\alpha}{2\omega + 0.85 \times \beta_1} \quad ; \quad \text{where} \quad \rightarrow \quad \omega = \left(\frac{A_{st}}{L_w \times h} \right) \times \frac{f_y}{f_c'} \quad \& \quad \alpha = \frac{P_u}{L_w \times h \times f_c'}$$

So:

$$\omega = \left(\frac{4520}{4000 \times 400} \right) \times \frac{420}{28} = 0.0424 \quad \& \quad \alpha = \frac{2330 \times 10^3}{4000 \times 400 \times 28} = 0.052$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ for } f_c' = 28 \text{ MPa}$$

$$\therefore \frac{c}{L_w} = \frac{0.0424 + 0.052}{2 \times 0.0424 + 0.85 \times 0.85} = 0.117$$

$$\begin{aligned} \therefore \phi \times M_n &= 0.9 \times \left(0.5 \times 4520 \times 420 \times 4000 \times \left(1 + \frac{2330 \times 10^3}{4520 \times 420} \right) \times (1 - 0.117) \right) \\ &= 6720.62 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\therefore \phi \times M_n = 6720.62 \text{ kN.m} < M_u = 17330 \text{ kN.m} \quad - \text{Not Ok}$$

∴ Uniform vertical reinforcement must be increased

Try $\phi 20@100\text{mm}$ two layers for uniform vertical reinforcement

$$A_{st} = \frac{2 \times 314}{100} \times 4000 = 25120 \text{ mm}^2$$

$$\omega = \left(\frac{25120}{4000 \times 400} \right) \times \frac{420}{28} = 0.2355 \quad \& \quad \alpha = \frac{2330 \times 10^3}{4000 \times 400 \times 28} = 0.052$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ for } f_c' = 28 \text{ MPa}$$

$$\therefore \frac{c}{L_w} = \frac{0.2355 + 0.052}{2 \times 0.2355 + 0.85 \times 0.85} = 0.241$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \times \left(0.5 \times 25120 \times 420 \times 4000 \times \left(1 + \frac{2330 \times 10^3}{25120 \times 420} \right) \times (1 - 0.241) \right) \\ &= 17597.2 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\therefore \phi \times M_n = 17597.2 \text{ kN.m} > M_u = 17330 \text{ kN.m} \quad - \text{OK}$$

∴ Select $\phi 20@100\text{mm}$ two layers for vertical reinforcement

4-11 Isolated Footing Design

Footing for Column (C20) - Basement (-1) Floor

- Parameters

$$f_c' = 28 \text{ MPa} \quad , \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Cover} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{allow}} = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3 \quad , \quad \gamma_{\text{soil}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$P_D = 2478.08 \text{ kN} \quad \& \quad P_L = 1187.79 \text{ kN}$$

$$\text{Surcharge} = 5 \text{ kN/m}^2$$

- Design

Determination of Footing's Dimensions:

Assume thickness (h) of footing = 50cm

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{allow.net}} &= \sigma_{\text{allow}} - \gamma_{\text{soil}} \times h_{\text{soil}} - \gamma_{\text{concrete}} \times h_{\text{concrete}} - \text{surcharge} \\ &= 400 - 19 \times 0.5 - 25 \times 0.5 - 5 = \mathbf{373 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

$$\text{But; } \sigma_b = \frac{P_n}{\text{Area}} \leq \sigma_{\text{allow.net}} \quad , \quad \text{then:}$$

$$\frac{2478.08 + 1187.79}{\text{Area}} \leq 373 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Area} = 9.83 \text{ m}^2$$

$$\text{Area} = 9.83 = a \times b = (2x + 0.45) \times (2x + 0.65) = 4x^2 + 2.2x + 0.2925 = 9.83$$

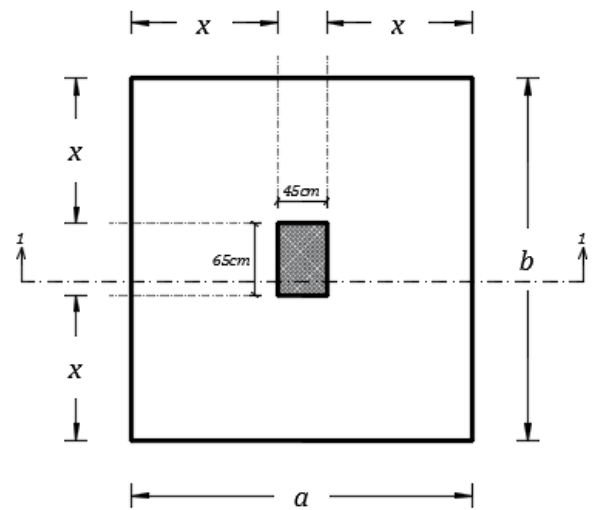
$$\therefore 4x^2 + 2.2x - 9.5375 = 0$$

$$x = \frac{-2.2 + \sqrt{2.2^2 - 4 \times 4 \times (-9.5375)}}{2 \times 4} \quad \rightarrow \quad x = 1.293 \text{ m}$$

$$\therefore a = 2 \times 1.293 + 0.45 = 3.04 \text{ m} \quad \& \quad b = 2 \times 1.293 + 0.65 = 3.24 \text{ m}$$

Select a = 3.10m & b = 3.30m

Top View



Section (1-1)

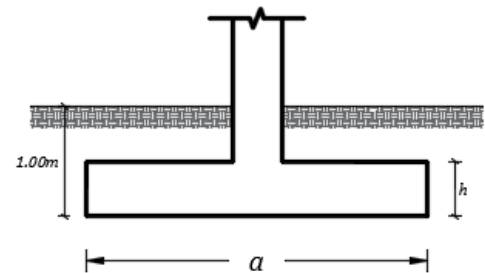


Fig. (4-44): Geometry of isolated footing

Design of one way shear

One way shear at a critical section at a distance (d) from the face of the column, larger one way shear (V_u) will be at distance (d) from (45cm) side of column as shown.

Assume $\varnothing 20\text{mm}$ bar diameter for footing reinforcement

$$d = 50 - 7.5 - 2 = 40.5 \text{ cm}$$

$$P_u = 1.2 \times P_D + 1.6 \times P_L = 1.2 \times 2478.08 + 1.6 \times 1187.79 = 4874.16 \text{ kN}$$

$$\text{Bearing Pressure } (\sigma_{bu}) = \frac{P_u}{\text{Area}} = \frac{4874.16}{3.1 \times 3.3} = 476.46 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = \sigma_{bu} \times 0.92\text{m} \times b$$

$$= 476.46 \times 0.92 \times 3.3 = \mathbf{1446.53 \text{ kN}}$$

$$\varnothing \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 3300 \times 405 = \mathbf{884 \text{ kN}}$$

$$\varnothing \times V_c = 884 \text{ kN} < V_u = 1446.53 \text{ kN}$$

\therefore **Thickness (h) must be increased**

Try Thickness of 70cm;

$$d = 70 - 7.5 - 2 = 60.5 \text{ cm}$$

$$V_u = \sigma_{bu} \times 0.92\text{m} \times b$$

$$= 476.46 \times 0.72 \times 3.3 = \mathbf{1132.1 \text{ kN}}$$

$$\varnothing \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 3300 \times 605$$

$$= \mathbf{1320.6 \text{ kN}}$$

$$\varnothing \times V_c = 1320.6 \text{ kN} > V_u = 1132.1 \text{ kN}$$

\therefore Thickness (h = 70cm) is ok for one way shear

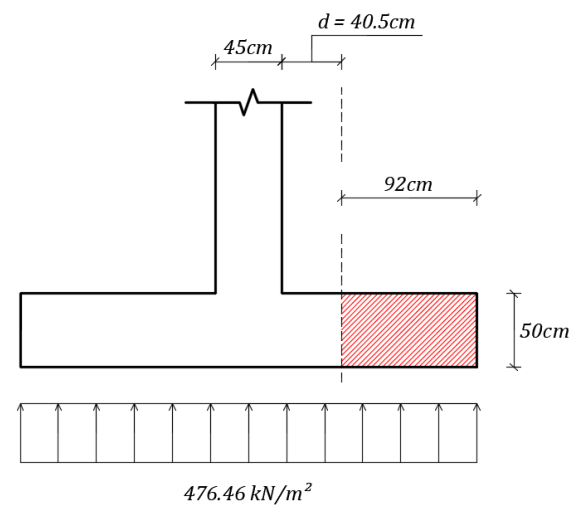


Fig. (4-45): Critical section at distance d from face of (C20)

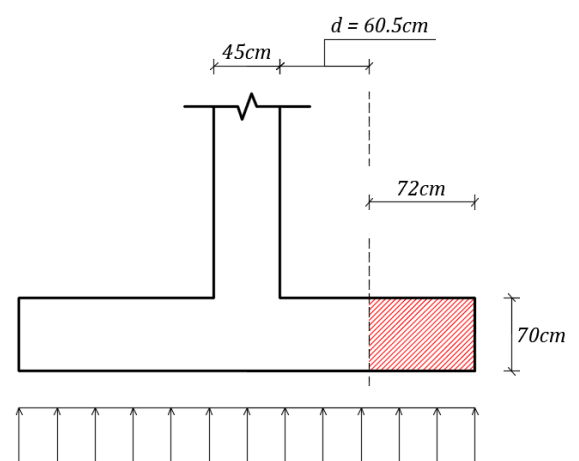


Fig. (4-46): Critical section at distance d from face of (C20)

Design of two way (Punching) shear

Two way (Punching) shear at a critical section at a distance ($d/2$) from all faces of the column as rectangular perimeter, as shown in the following figure;

$$d = 60.5\text{cm} \rightarrow d/2 = 60.5/2 = 30.25\text{ cm}$$

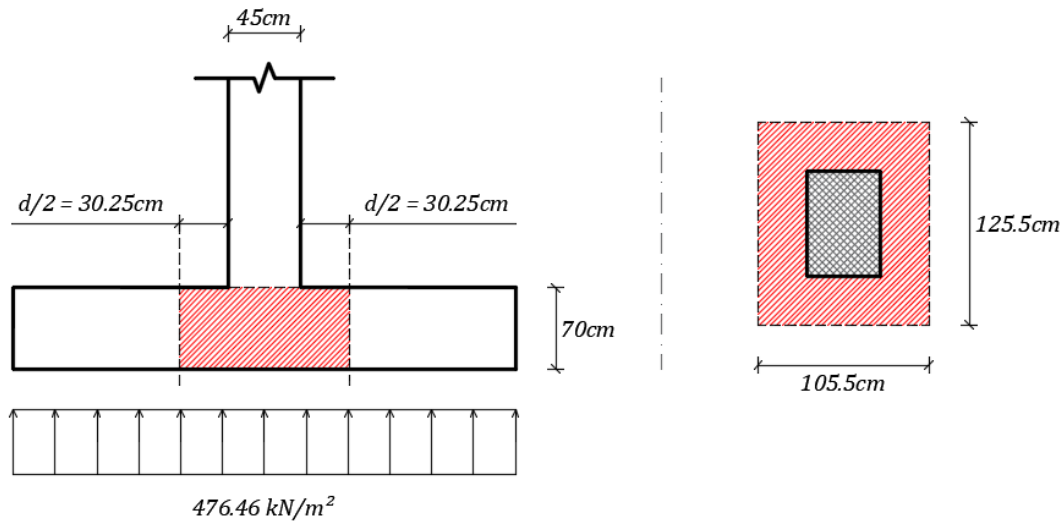


Fig. (4-47): Punching shear critical area

Punching shear parameters:

$$\text{Perimeter (} b_o) = 2 \times 1055 + 2 \times 1255 = 4620\text{mm}$$

$$\beta_c = \frac{\text{long side}}{\text{short side}} = \frac{65}{45} = 1.44 \quad , \quad \alpha_s = 40 \quad ; \quad \text{internal column}$$

Shear Force (V_u):

$$V_u = P_u - \sigma_{bu} \times \text{Punching Area} = 4874.16 - 476.46 \times 1.055 \times 1.255 = \mathbf{4243.3\text{ kN}}$$

Shear strength of concrete (V_c) is the smallest between:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_o \times d = \left(1 + \frac{2}{1.44}\right) \times \frac{\sqrt{28}}{6} \times 4620 \times 605 = 5888.72\text{ kN}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d = \left(\frac{40 \times 605}{4620} + 2\right) \times \frac{\sqrt{28}}{12} \times 4620 \times 605 = 8921.12\text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d = \frac{\sqrt{28}}{3} \times 4620 \times 605 = \mathbf{4930.1\text{ kN}} \quad - \text{Control}$$

$$\therefore \phi \times V_c = 0.75 \times 4930.1 = 3697.575\text{ kN} < V_u = 4243.3\text{ kN}$$

\therefore Thickness (h) must be increased

Try Thickness of 80cm;

$$d = 80 - 7.5 - 2 = 70.5 \text{ cm} \rightarrow d/2 = 70.5/2 = 35.25 \text{ cm}$$

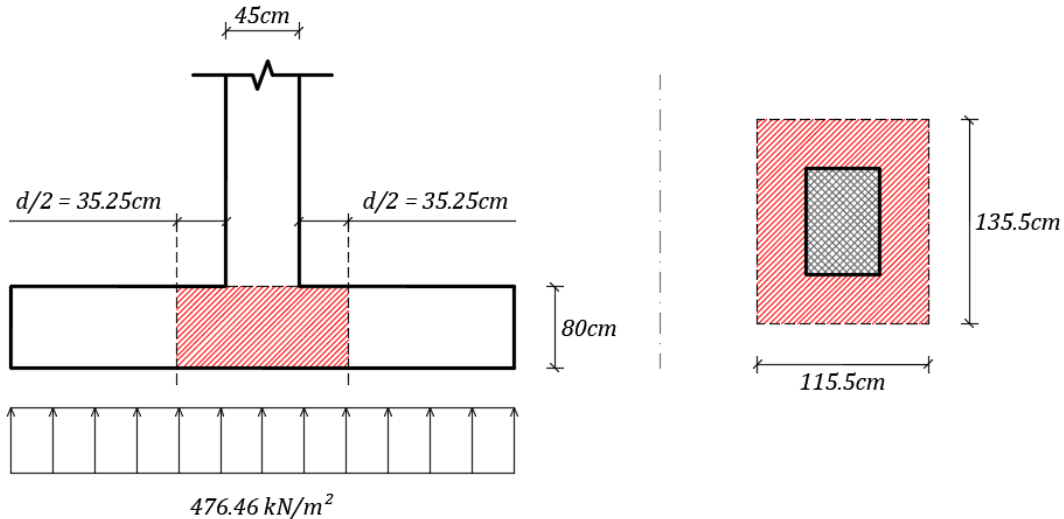


Fig. (4-48): Punching shear critical area

Punching shear parameters:

$$\text{Perimeter (bo)} = 2 \times 1155 + 2 \times 1355 = 5020 \text{ mm}$$

$$\beta_c = \frac{\text{long side}}{\text{short side}} = \frac{65}{45} = 1.44 \quad , \quad \alpha_s = 40 \quad ; \quad \text{internal column}$$

Shear Force (V_u):

$$V_u = P_u - \sigma_{bu} \times \text{Punching Area} = 4874.16 - 476.46 \times 1.155 \times 1.355 = \mathbf{4128.5 \text{ kN}}$$

Shear strength of concrete (V_c) is the smallest between:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_o \times d = \left(1 + \frac{2}{1.44}\right) \times \frac{\sqrt{28}}{6} \times 5020 \times 705 = 7456.2 \text{ kN}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d = \left(\frac{40 \times 705}{5020} + 2\right) \times \frac{\sqrt{28}}{12} \times 5020 \times 705 = 11887.9 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d = \frac{\sqrt{28}}{3} \times 5020 \times 705 = \mathbf{6242.4 \text{ kN}} \quad - \text{Control}$$

$$\therefore \phi \times V_c = 0.75 \times 6242.4 = 4681.8 \text{ kN} > V_u = 4128.5 \text{ kN}$$

\therefore Thickness ($h = 80\text{cm}$) is ok for two way shear

Design of bending moment

1) Bending moment in (x) direction:

Moment (M_u) at a critical section at the face of the column as shown in the following figure:

$$\begin{aligned} M_u &= \sigma_{bu} \times 1.325 \times \frac{1.325}{2} \times b \\ &= 476.46 \times 1.325 \times 0.6625 \times 3.3 \\ &= \mathbf{1380.2 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

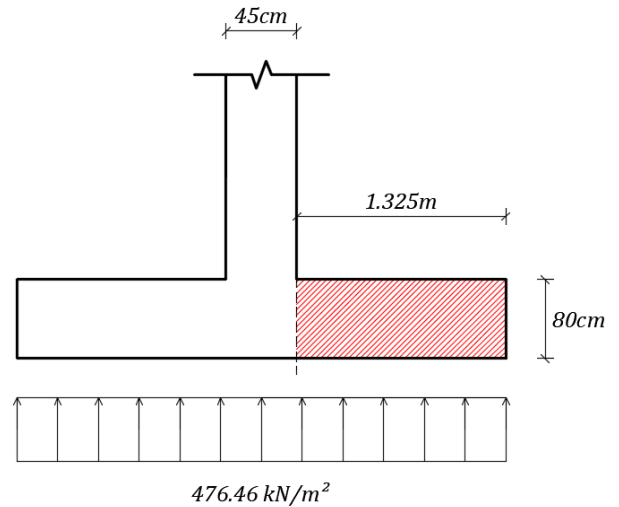


Fig. (4-49): Critical section from face of (C20) in X-direction

Design as rectangular section:

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

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1380.2}{0.9} = 1533.56 \text{ kN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1533.56 \times 10^6}{3300 \times 705^2} = 0.935 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.935}{420}} \right) = 0.00227$$

$$\therefore A_{s_{req}} = \rho_{req} \times b \times d = 0.00227 \times 330 \times 70.5 = 52.812 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 330 \times 80 = 47.52 \text{ cm}^2 < A_{s_{req}} = 52.812 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 27\phi 16\text{mm with } A_s = 54.27 \text{ cm}^2 > A_{s_{req}} = 52.812 \text{ cm}^2$$

2) Bending moment in (y) direction:

$$\begin{aligned} M_u &= \sigma_{bu} \times 1.325 \times \frac{1.325}{2} \times b \\ &= 476.46 \times 1.325 \times 0.6625 \times 3.1 \\ &= \mathbf{1296.6 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

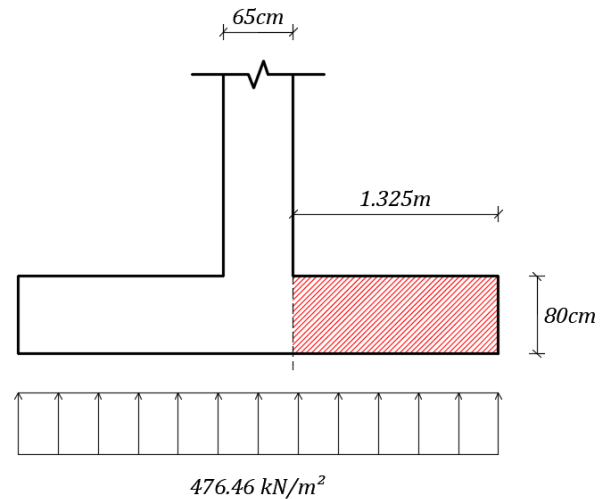


Fig. (4-50): Critical section from face of (C20) in Y-direction

Design as rectangular section:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1296.6}{0.9} = 1440.67 \text{ kN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1440.67 \times 10^6}{3100 \times 705^2} = 0.935 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.935}{420}} \right) = 0.00227$$

$$\therefore A_{s_{req}} = \rho_{req} \times b \times d = 0.00227 \times 310 \times 70.5 = 49.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 310 \times 80 = 44.64 \text{ cm}^2 < A_{s_{req}} = 49.61 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 25\phi 16\text{mm with } A_s = 50.25 \text{ cm}^2 > A_{s_{req}} = 49.61 \text{ cm}^2$$

Check Tension development length for flexural reinforcement

$$L_{dt_{req}} = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\phi_t \times \phi_e \times \phi_s}{\left(\frac{C_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \times d_b \geq 300\text{mm} \quad \dots \text{equation (1)}$$

1) Tension development length in (x) direction:

$$\frac{C_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{6.03 + 0}{1.6} = 3.77 > 2.5 \rightarrow \text{select } \frac{C_b + k_{tr}}{d_b} = 2.5$$

C_b is the smallest of:

1. Gross cover = $7.5 + 0.5 \times 1.6 = 8.3\text{cm}$

2. $\frac{1}{2} \times a = \frac{1}{2} \times \left(\frac{330 - 2 \times 7.5 - 27 \times 1.6}{26} + 1.6 \right) = 6.03\text{cm} \quad - \text{Control}$

From equation (1):

$$Ldt_{req} = \frac{9}{10} \times \frac{420}{1.0 \times \sqrt{28}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8}{2.5} \times 16 = 365.75\text{mm} \geq 300\text{mm}$$

$$Ldt_{available} = \frac{3100 - 450}{2} - 75 = 1250\text{mm} > Ldt_{req} = 365.75\text{mm} \quad \therefore \text{Ok}$$

2) Tension development length in (y) direction:

$$\frac{C_b + k_{tr}}{d_b} = \frac{6.11 + 0}{1.6} = 3.82 > 2.5 \rightarrow \text{select } \frac{C_b + k_{tr}}{d_b} = 2.5$$

C_b is the smallest of:

1. Gross cover = $7.5 + 0.5 \times 1.6 = 8.3\text{cm}$

2. $\frac{1}{2} \times a = \frac{1}{2} \times \left(\frac{310 - 2 \times 7.5 - 25 \times 1.6}{24} + 1.6 \right) = 6.11\text{cm} \quad - \text{Control}$

From equation (1):

$$Ldt_{req} = \frac{9}{10} \times \frac{420}{1.0 \times \sqrt{28}} \times \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.8}{2.5} \times 16 = 365.75\text{mm} \geq 300\text{mm}$$

$$Ldt_{available} = \frac{3300 - 650}{2} - 75 = 1250\text{mm} > Ldt_{req} = 365.75\text{mm} \quad \therefore \text{Ok}$$

Dowels Connection

Loads Transfer Design:

$$\phi P_{nb} = 0.65 \times 0.85 f_c' \times A_1 \geq P_u$$

$$\therefore \phi P_{nb} = 0.65 \times 0.85 \times 28 \times (450 \times 650) = 4525 \text{ kN} < P_u = 4874.16$$

\therefore Dowels are required to transfer the load

Required Dowels:

$$A_{s_{req}} = \frac{\Delta P}{f_y} = \frac{\left(\frac{4874.16 \times 10^3}{0.65} \right) - \left(\frac{4525 \times 10^3}{0.65} \right)}{420} = 1279 \text{ mm}^2 = 12.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.005 \times A_1 = 0.005 \times (45 \times 65) = 14.625 \text{ cm}^2 > A_{s_{req}} = 12.79 \text{ cm}^2$$

Select dowels reinforcement as column reinforcement;

Dowels Reinforcement = 14 ϕ 25mm with $A_s = 68.74 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 14.625 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{2 \times 68.74}{45 \times 65} = \frac{137.48}{2925} = 0.047 < 0.08 \quad \therefore \text{Ok}$$

Compression lap splice between dowels and column reinforcement:

$$L_{sc_{req}} = 0.071 \times f_y \times d_b = 0.071 \times 420 \times 25 = 745.5 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

\therefore Select $L_{sc} = 750 \text{ mm} > 745.5 \text{ mm}$

Compression development length for dowels:

$$L_{dc_{req}} = \frac{0.24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \times d_b = \frac{0.24 \times 420}{1.0 \times \sqrt{28}} \times 25 = 476.24 \text{ mm} \geq 0.043 \times f_y \times d_b = 451.5 \text{ mm}$$

$$\geq 200 \text{ mm}$$

$$L_{dc_{available}} = 800 - 75 - 16 - 16 = 693 \text{ mm}$$

$L_{dc_{req}} = 476.24 \text{ mm} < L_{dc_{available}} = 693 \text{ mm} \quad \therefore \text{Ok}$

4-12 Strip Footing Design

Parameters:

$$f_c' = 28 \text{ MPa} \quad , \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3 \quad , \quad \gamma_{\text{soil}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Live load (Surcharge)} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_D = 150 \text{ kN/m} \quad \& \quad q_L = 40 \text{ kN/m}$$

$$C = 7.5 \text{ cm} \quad , \quad \sigma_{b\text{-allow}} = 400 \text{ kN/m}^2$$

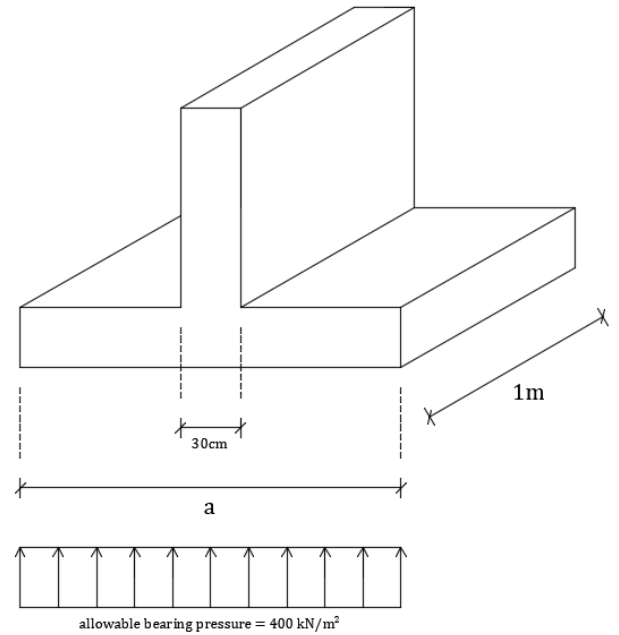


Fig. (4-51): Geometry of strip footing

Design:

Determination of width (a) of footing

Assume footing thickness (h) = 40cm

$$\sigma_{b\text{-allow.net}} = 400 - 25 \times 0.4 - 19 \times 0.6 - 5 = 373.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{P}{\text{Area}} \leq \sigma_{b\text{-allow.net}} \quad \rightarrow \quad \frac{(150 + 40)}{1\text{m} \times a} = 373.6 \text{ kN/m}^2$$

$$a = \frac{190}{373.6} = 51\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{Select } a = 1\text{m} > 0.51\text{m}$$

Design of one way shear (Check of footing thickness)

Assume $\varnothing 12\text{mm}$ bar diameter;

$$d = 400 - 75 - 12 = 313\text{mm}$$

$$P_u = 1.2 \times P_D + 1.6 \times P_L = 1.2 \times 150 + 1.6 \times 40 = 244 \text{ kN}$$

$$V_u = \sigma_{bu} \times (0.037 \times 1\text{m}) = \frac{P_u}{\text{Area}} \times 0.037$$

$$= \frac{244}{1\text{m} \times 1\text{m}} \times 0.037 = 9.028 \text{ kN}$$

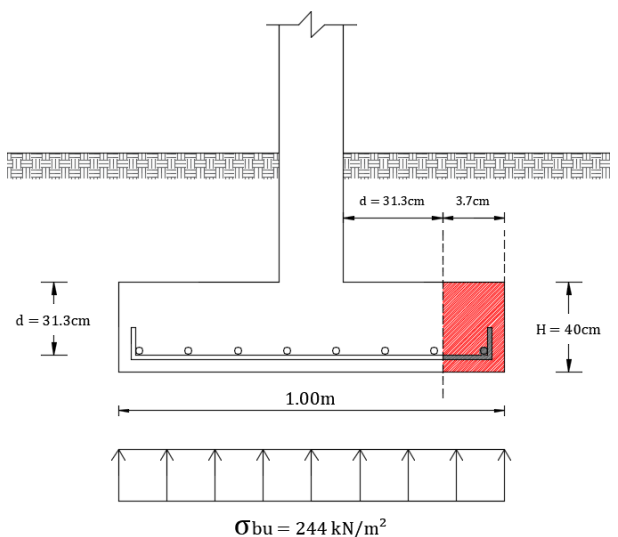


Fig. (4-52): Critical section at distance d from face of the wall

$$\begin{aligned}\phi \times V_c &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times 313 \\ &= 207.03 \text{ kN} \gg V_u = 9.028 \text{ kN}\end{aligned}$$

∴ Thickness of Footing adequate enough

Design of Bending Moment

$$\begin{aligned}M_u &= \sigma_{bu} \times 0.35 \times \frac{0.35}{2} \times 1\text{m} \\ &= \frac{P_u}{\text{Area}} \times 0.06125 \\ &= \frac{244}{1\text{m} \times 1\text{m}} \times 0.06125 = \mathbf{14.945 \text{ kN.m}}\end{aligned}$$

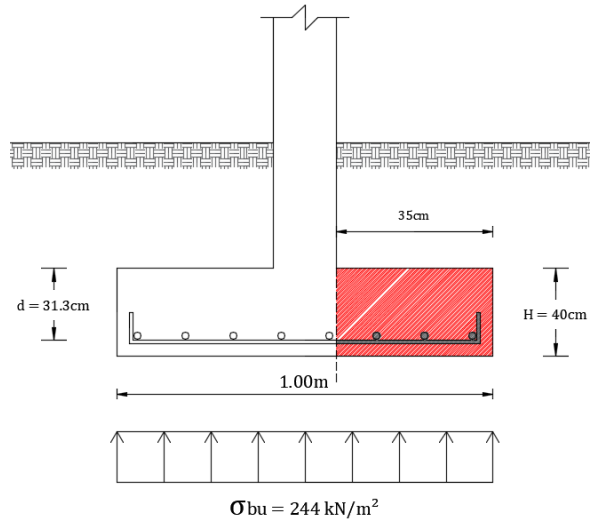


Fig. (4-53): Critical section from face of the wall

$$\begin{aligned}M_n &= M_u / \phi = 14.945 / 0.9 = 16.61 \text{ kN.m} \\ K_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{16.61 \times 10^6}{1000 \times 313^2} = 0.17 \text{ MPa} \\ m &= \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \rho_{req} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.17 \times 17.65}{420}} \right) \\ &= 0.0004\end{aligned}$$

$$\therefore A_{sreq} = \rho_{req} \times b \times d = 0.0004 \times 100 \times 31.3 = \mathbf{1.27 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 40 = \mathbf{7.2 \text{ cm}^2/\text{m}} > A_{sreq} = \mathbf{1.27 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

∴ Select $\phi 12/15\text{cm}$ with $A_s = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$ for Main Reinforcement

∴ Select $\phi 12/15\text{cm}$ with $A_s = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$ for Secondary Reinforcement

5

الفصل الخامس النتائج والتوصيات

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

1-5 مقدمة

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بنائه في مدينة الخليل. وتم اعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

2-5 النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 400 kN/m^2 .
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Flat Plate) في مناطق التي كان توزيع الأعمدة غير منتظم فيها.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:
 - هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:
 - (a) AUTOCAD 2020 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
 - (b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
 - (c) (Microsoft Office 2019): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، واعداد الجداول المرافقة للتصميم.
 - (d) 3DS Max: وذلك لأخذ لقطات ثلاثية الأبعاد للمشروع.
 - (e) Etabs 2018: لتصميم جدران القص.
 - (f) Safe 2016: تم استخدامه لتصميم العقدات والأساسات المختلفة.
7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3-5 التوصيات

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.