Ch05 s14

14 Baubeschreibung Reihenhaus

1 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15
WBK Halle-...
R
B
T | Nr.
2 | 3
3. APR. 1981

Halle, Silberhöhe, 3. WK
Feierabendheim mit Pflegestation
Bettenhaus 176 Plätze
Projekt-Nr. 521-2247-03

Erläuterungsbericht örtliche Anpassung Gründung

Zur Bearbeitung der örtlichen Anpassung des Feierabendheimes lagen folgende Unterlagen vor:

- Baugrundgutachten zum genannten Standort gemäß Auftragsnummer 3/75/2423.7 vom 4.4.1978 des VEB Baugrund Berlin, PB Naumburg

- Lage- und Höhenplan Baugebiet Silberhöhe WK III des VEB SBTK Halle, KB 8 vom August 1978, Bl.Nr. 1208-143 und 1208-144

- Bebauungsplan Zentrum Silberhöhe des Büros des Stadtarchitekten Halle, Zeichnung Nr. 993/78, Stand: August 1978

- die standortlosen Projekte für die Bauteile Bettenhaus und Sozialtrakt des Feierabend- und Pflegeheimes

- Hydrologisches Gutachten der Wasserwirtschaftsdirektion Saale-Werra, Abt. Wasserbewirtschaftung, Außenbereich Halle für das Baugebiet vom 19.5.76

Aus dem Aufschlußplan sind folgende Bohrpunkte zu entnehmen:

B 458 südlich vom Bettenhaus

B 8 N in Gebäudemitte

B 15 (3/74/2234) nördlich vom Bettenhaus

B 450, B 455 und B 456 im Bereich des Sozialtraktes, östlich vom Bettenhaus

Daraus ergibt sich folgende Baugrundsituation:

- im B 458 steht pleistozäner Kies, ausgeprägt abgestuft an, der bereits auf Unterkante Fundament eine Bodenpressung von mehr als 2 kp/cm^2 zuläßt;

- im B 8 N steht unter einer relativ mächtigen Schicht von schwarzem, humosem Boden pleistozäner Kiessand, schluffig-tonig, an.

  Nach Aussage des Baugrundgutachtens (Bodenpressungsdiagramm Blatt 19, Erdstoffart 4a, beträgt die maximal zulässige Bodenpressung 1 kp/cm^2. Bei Erreichen dieser Schicht ist deshalb durch eine Baugrundprüfung zu entscheiden, ob diese Schicht am Ort belassen werden kann oder ob bis auf die Schicht des kaolinhaltigen Schluffes, zersetzter Buntsandstein mit einer zulässigen Bodenpressung von ca. 2,0 kp/cm^2 geschachtet werden muß.

- in B 15 steht unter einem mit organischen Stoffen durchsetzten schwarzbraunem Schluff, ca. 0,7 m dick, Sand als Verwitterungsprodukt des Buntsandsteins an. Dieser hat ausreichende Tragfähigkeit.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß tragfähiger Boden erst in einer Tiefe von 0,3 bis 1,95 m unter Unterkante Außenwandfundament ansteht.

Die Differenz zwischen UK Fundament und Baugrubensohle wird durch ein Kiespolster ausgeglichen. Dieses Kiespolster ist lagenweise mit einer Standarddichte von 97 % einzubringen. Für die Gründung wird dadurch die Bedingung für ein

$$\sigma_{B\,zul} = 2{,}0\ kp/cm^2$$ gewährleistet.

Bei der Baudurchführung muß in diesem Gebiet mit Schwierigkeiten infolge von Betonteilen gerechnet werden. Es wird im fraglichen Bereich durch Baugrubenabnahme durch die Abteilung Baugrund des VEB Projektierung und Technologie Halle zu klären sein, ob die Baugrubensohlen durchweg im natürlichen Untergrund stehen, ehe die Fundamente betoniert werden. Es ist vom Auftraggeber zu erwägen, ob weitere Vorsichtsmaßnahmeregeln, etwa eine Prüfung auf Munitionsfreiheit dieses Terrains, vorgenommen werden müssen.

Für den Bauzeitzustand ist bei Bedarf eine offene Wasserhaltung vorzusehen.

Für die Baugrubenbearbeitung wurde vorausgesetzt, daß von den vorhandenen Höhen bereits 400 mm Boden als Geländeregulierung abgetragen sind. Nach Abschnitt 4.10 des Baugrundgutachtens ist für die Baugrubenböschungen ein Winkel von 35° als einheitlicher Böschungswinkel einzuhalten, um ein Abrutschen der Böschungen zu vermeiden.

Die innerhalb der Baugrube auftretenden Höhendifferenzen sind mit Schrägen mit einem Winkel kleiner als 25° auszugleichen. Die ausgewiesenen Arbeitsräume dürfen nicht unterschritten werden.

Die Fundamente insgesamt sind gemäß Baugrundbeurteilung gegen Betonkorrosion zu schützen, da der Normalaggressivitätsgrad VI-V ausgewiesen ist. Es ist deshalb Beton B 225 unter Verwendung von Zement PZ 3/375 S gemäß TGL 0-1045 und TGL 11 357 für die Fundamente einzusetzen.

Für die Gründungsarbeiten und sonstige Bauleistungen gelten die Erläuterungen und Hinweise zum standortlosen Projekt des Feierabendheimes mit Pflegestation.

Halle, den 13.3.1981

VEB Projektierung und Technologie Halle
Betrieb des VEB WBK Halle - Prod.Ber. 2

Naue
Brigadeleiterin

Herrmann
Gr.Leiter Konstr.

Feierabendheim mit Pflegestation
B e t t e n h a u s 176 Plätze

3.0 Baubeschreibung Rohbau

3.00 Gründung

Für die Gründung des Bettenhauses des 6-geschossigen Feierabendheimes ohne Keller werden Streifenfundamente mit einer Höhe von 75 cm bei einer max. Breite von 130 cm unbewehrt und bei b ≧ 130 cm bewehrt ausgeführt.
Die umlaufenden Fundamente, Giebelwand, Loggia und Außenlängswand werden mit -1400 mm bezügl. ± 0,00 = OK Fußboden im Untergeschoß frostfrei gegründet. Das umgebende Gelände ist mit -300 festgelegt. Für die Fundamente im Gebäudeinnern, Längs- und Querwände wird die Unterkante mit -850 und die Oberkante mit -100 = OK Unterbeton des Fußbodens festgelegt. Die Höhendifferenz zwischen äußeren und inneren Fundamenten von 550 mm wird durch eine schräge Fundament-Unterkante ausgeglichen, deren Länge 1200 mm bei $\alpha = 25^{\circ}$ beträgt.

Aus der bisher bearbeiteten Reihe der Objekte Feierabendheim komplett ist abzuleiten, daß auf der Gründungssohle -850 mm in 80 % aller Lösungen eine Kiesbettung einzubringen ist, die eine zulässige Fundamentpressung von $\sigma_{zul} = 2{,}0$ kp/cm^2 garantiert. Somit kann für alle zu erwartenden neuen Standorte mit einer einheitlichen Fundamentabmessung - auf Kiesbettung - gearbeitet werden.

Diese gewählte Lösung wird aus nachfolgenden Gründen der fiktiven Streifengründung vorgezogen:

1. Durch die für dieses Objekt geforderten giebelseitigen Austritte der Leitungen für Schmutz- und Regenwasser (beidseitig Variante I oder II) ergibt sich eine Höhendifferenz von 600 mm zuzüglich 250 mm für Kreuzungen.
   Bei einem Beginn mit -250 ergäbe sich eine Rohrsohle, die in jedem Falle unter der Fundament-Unterkante der fiktiven Streifen liegen würde und bei den Achsabständen von 3,60 m erhebliche Betonmengen zur Rohrummantelung bzw. Tiefergründung erforderte (ca. 300 m^3).

Bei der vorgesehenen Lösung, UK Fundament = -850, liegen die Grundleitungen im wesentlichen zwischen den Fundamenten bzw. in einer Lage, die keine umfangreichen Tiefergründungen erfordert. Für die Durchführung der Grundleitungen sind in den Fundamenten entsprechende Aussparungen vorgesehen.
Da sich die Betonmenge für die unbewehrten Streifen kaum von der Betonmenge der fiktiven bewehrten Streifen unterscheiden wird, ist eine Einsparung von Beton im Bereich der Ummantelung zu erwarten. Außerdem wird etwa eine Einsparung von ca. 65 % der Fundamentbewehrung zu erwarten sein.

2. Die geringe Höhendifferenz der Fundamentunterkanten garantiert eine bessere mechanische Bearbeitung (Verdichtung) des Kiespolsters.

3. Die Fundamentunterkante von -850 ergibt eine geringere Einflußweite der Fundamentabtreppungen im Bereich Aufzugsschacht, OK Fußboden -1400, und HAST OK Fußboden -500. desgleichen im Bereich der Anschlüsse des Heizkanals, der Elt- und Wasserleitungen.

4. Die gewählte Gründungsform ergibt eine günstigere Gestaltung der Betonprozesse sowie eine höhere Mechanisierung im Kiesprozeß (Einbringen, Verteilen und Verdichten).

5. Die einheitlichen Fundamentmaße für fast alle Standorte (ausgenommen extremste Baugrundbedingungen, z. B. Faulschlamm oder Bergsenkung) garantieren eine Vorfertigung der erforderlichen Fundamentschalung, die durchgängig verwendbar wäre. Auf Grund einer gewissen Großflächigkeit müßte zum Versetzen jedoch ein Hebezeug zur Verfügung stehen.
Dazu sollten technologische Untersuchungen endgültige Aussagen treffen.
Die Lage der notwendigen Aussparungen für die Grundleitungen im Fundamentkörper läßt sich dabei eindeutig fixieren.

6. Die vorgesehene Ausgleichsschicht von 55 mm Dicke auf dem eigentlichen Fundament sichert die exakte Herstellung der Montageebene. Sie wäre auch bei der Lösung fiktive Streifengründung erforderlich, da die Oberkante der Fundamente in jedem Falle mit -100 auszuführen wäre (Fußbodenaufbau im nichtunterkellerten Bereich d = 100 mm).
   Die Montageebene ist jedoch auf -45 festgelegt, um für das Untergeschoß und die Obergeschosse die gleichen Elemente verwenden zu können.

Zur Sicherung des Bauwerkes im Bereich der Aufzugsachse ist eine Ringdrainage entsprechend den örtlichen Erfordernissen anzuordnen und an einen Vorfluter anzuschließen.

Bei den Gründungsarbeiten ist folgendes zu beachten:

1. Baugrubensohle und Feinplanum sind maschinell zu verdichten. Die Unebenheiten des Feinplanums dürfen höchstens ± 20 mm Toleranz aufweisen.

2. Vor Beginn der Gründungsarbeiten ist die verlangte Betongüte nachzuweisen und die Probenahme während des Betonierungsprozesses zu sichern.

3. Zur Sicherung der Betongüte ist eine Nachbehandlung des Betons (Abdecken, Feuchthalten u. ä.) nach den Hinweisen für die Bauausführung durchzuführen.

4. Die vorgesehenen Dicken für Fundamentstreifen, Ausgleichschicht und Fußbodenplatten müssen eingehalten werden. Minderdicken größer als -20 mm sind nicht zulässig und sind im Frischzustand auszugleichen.

5. Betongüten und Zusammensetzung:
   B 225; Zuschlagstoffe für B 225 getrennt nach TGL 0-1045!
   Bei betonaggressivem Baugrund ist die TGL 11357 zu beachten:
   - Zementgehalt von mindestens 300 kg/m^3 Fertigbeton
   - Einsatz von PZ 3/375 S
   - Grund- und Schichtenwasser sind mindestens 28 Tage vom frischen Beton fernzuhalten.

6. Die Betondeckung der Bewehrung mit 30 mm ist einzuhalten.

7. Gräben für Entwässerungsleitungen innerhalb der Baugrube sind vor Montagebeginn lagenweise zu verfüllen und maschinell zu verdichten.
   Bis 300 mm oberhalb der Rohrscheitel sowie seitlich der Rohre ist steinfreies Material mit Handrammung einzubringen. Dabei ist eine Standarddichte von Js = 95 % zu sichern.
   Das gleiche gilt an den Kreuzungspunkten zwischen Rohrleitungen und Fundamenten.

3.01.1 Allgemeines

Das vorliegende Projekt Bettenhaus Feierabend- und Pflegeheim ist auf dem Konstruktionsprinzip der Querwandbauweise aufgebaut. Dadurch war es möglich, die Außenlängswände, unbelastet, als geschoßhohe raumgroße Elemente als Zweischichtenplatte bzw. Paneele zu projektieren und damit eine ausreichende Wärmedämmung zu erhalten.
An den Gebäudevor- bzw. -rücksprüngen wird zur Sicherung der Wärmedämmung der wärmedämmende Leichtbeton eingesetzt.
Der Giebel wird zweischalig ausgeführt; die innere Schale aus Schwerbeton als Deckenauflager und die äußere Schale als Zweischichtenplatte zum Wärmeschutz.
Das Raster von 12 M = 1200 mm, entsprechend der TGL 8471 über die Maßordnung von Bauwerken, ist Grundlage für den Aufbau des Gebäudes. Daraus ergeben sich folgende Hauptabmessungen:

Systembreite (Gebäudetiefe gesamt)	15 380 mm
	bzw. 17 780 mm
Systemlänge (Gebäudelänge gesamt)	58 320 mm
	bzw. 60 265 mm
Deckenspannweiten	3 000 mm u. 3 600 mm
	1 940 mm u. 3 140 mm
Geschoßhöhe	2 800 mm

Sämtliche Rohbauelemente entsprechen diesem Konstruktionsprinzip und somit diesen Abmessungen. Die Verbindungen der Elemente untereinander sind grundsätzlich als nichtgeschweißte Verbindungen erarbeitet. Eine Ausnahme bildet das Drempelgeschoß. Hier ist als Variante eine Verschweißung möglich.

3.01.2 Elementekataloge

Die nachstehend aufgeführten Elementekataloge bilden die Grundlage für das vorliegende Projekt. Die Elemente werden EDV-gerecht nach den Werkstandards WBK-H 061 und WBK-H 062 erarbeitet und liegen im Projekt unter 3.1 mit Erläuterungen und Detaillierungen vor.
Das maximale Elementegewicht beträgt 3,0 Mp abzüglich Lastaufnahmemittel. Als Lastaufnahmemittel sind Montagezange und das Seilbehänge vorgesehen.
Detaillierte Aussagen zu den Einzelelementen sind dem betreffenden Katalogteil zu entnehmen.

700 Drempelelemente
710 Geschoßdeckenelemente einschl. Loggiadecken
720 Außenwandelemente (Normalgeschoß) einschl. Loggiabrüstungselemente
722 Außenwandelemente als Zweischichtenplatte
730 Innenwandelemente (Normalgeschoß)
740 Treppenhauselemente
780 Trennwandelemente

Die vorliegenden Elementekataloge beinhalten:

- eine kurze Erläuterung zum Sortiment
- Elementezeichnungen einschl. Materialliste
- Elementedetails
- Einbaubeispiele als Verbindungsdetails der Elemente untereinander

3.02 Außenwände Unter- und Normalgeschoß

Die Außenwände der Geschosse sind streifenartige geschoßhohe Elemente. Sie werden bereits im Plattenwerk mit fertiger Außenoberfläche (Putz, Splitt oder Keramik) sowie tapezierfähiger Innenseite hergestellt. Dabei handelt es sich vorwiegend um einschichtige Elemente aus wärmedämmendem Leichtbeton WLB 80 mit einer Dichte von 1,1 kp/dm^3 zur Gewährleistung der Wärmedämmung.
Das Treppenhausfenster- und Eingangselement sowie einige Loggiawandelemente sind als Zweischichtenplatte mit 220 mm Schwerbeton mit einer Dichte von 2,3 kp/dm^3, 50 mm Mehrschichtendämmplatte nach TGL 8950 Blatt 3 und entsprechender Außenbeschichtung projektiert.
Die Gesamtdicke der vorgenannten Elemente beträgt 290 mm.
Dabei ist zu beachten, daß auf der Außenseite ein Farbanstrich auf 20 mm Putz (Feinbeton), eine Splitt- oder Kiesschicht von 30 mm Dicke einschl. Putz als Bindeschicht oder eine Schicht Keramikplatten mit 30 mm Dicke einschl. Putz als Bindeschicht aufgebracht werden kann. Die im Projekt eingearbeitete Variante sollte nur farblich im Rahmen der örtlichen Anpassung verändert werden.
Die aufgeführten Leicht-und Schwerbetonelemente sind vorwiegend an den Gebäudevor- und -rücksprüngen vorgesehen. Für die Befestigung von Fenster und Türen sind in den entsprechenden Elementen Anschläge und Befestigungspunkte vorgesehen. Fenster und Türen selbst werden erst auf der Baustelle eingesetzt.
Im Bereich der Längswand des Unter- und Obergeschosses sowie als Giebelaußenschale werden Betonelemente als Zweischichtenplatte mit einer Dicke von 250 mm eingebaut. Diese raumwandgroßen, geschoßhohen Elemente sind sämtlich ohne Öffnung. Sie werden oberflächenfertig auf die Baustelle geliefert; auf den Sichtflächen ist Rollkies der Körnung 7/15 aufgebracht, die Innenseite ist ebenflächig tapezierfähig.

3.03 Innenwände Erd- und Normalgeschoß

Die Innenwände sind streifenartige, geschoßhohe Elemente aus Schwerbeton B 225 mit einer Dichte von ς = 2,3 kp/dm^3.
Das Sortiment umfaßt Elemente ohne Aussparungen und mit Aussparungen.
Die Elemente sind in ihrer Höhe so dimensioniert, daß durch Aufbringen einer durchschnittlich 25 mm dicken Ausgleichsschicht eine ebenflächige, horizontale Deckenuntersicht geschaffen werden kann. Mit dieser Ausgleichsschicht soll gleichzeitig garantiert werden, daß die Geschoßhöhe von 2800 mm eingehalten wird und ein Wachsen des gesamten Bauwerkes verhindert wird. Das ist erforderlich, um im Bereich der zweischichtigen Außenwände und Paneel- Außenwände maßhaltige und dichte Fugenausbildung zu garantieren.
Auf Grund der unterschiedlichen Fertigungsverfahren der Elemente sind diese nicht oberflächenfertig. Es ist eine Putzschicht bzw. als Minimum eine Ausgleichsschicht aufzubringen, um innerhalb der Räume eine Ebenflächigkeit der Wandflächen herzustellen.

Die Blendrahmen der Türen werden durch Anschießen mit besonderem Kantenschutz befestigt.
Ein Nachstemmen von Öffnungen ist wegen des teilweise hochgradigen Bewehrungsanteiles nicht zulässig bzw. nur in Abstimmung mit dem Projektanten der örtlichen Anpassung möglich.

3.04 Decken

Zur Anwendung kommen 190 mm dicke Vollbeton- und Rundlochdecken.
Die Spannweiten betragen:
1.800; 1.940; 2.400; 3.000; 3.140 und 3.600 mm.
Die Breiten betragen:
0,45; 0,60; 1,20 und 1,52 m.

Im Sortiment sind Decken ohne und mit Aussparungen enthalten.
Außerdem wurden Deckenelemente zum Anschluß der Zweischichtenaußenwand erarbeitet.

Die normalbelasteten Decken sind als Rundlochdecken ausgebildet.
Die Betongüte beträgt einheitlich B 225 bei Verwendung von STA-I.
Die Loggiadecken sind wannenartig mit Gefälle zu einem Punkt zur Entwässerung mit Fallrohr ausgebildet. Die Gesamtdicke beträgt bei einer umlaufenden Aufkantung von 30 mm 190 mm, die Platte selbst 160 - 140 mm. Die Oberfläche ist nachträglich zu behandeln.

3.05 Treppen und Aufzüge

3.05.1 Treppen

Im Erschließungskern sind die Haupttreppe mit einer Laufbreite von 1,50 m und 2 Aufzüge angeordnet. Diese Elemente wurden neu erarbeitet.
Die Nebentreppe mit einer Laufbreite von 1,065 m ist im entgegengesetzten Gebäudeteil angeordnet und wird mit Elementen des Original-Sortiments der "Merseburger Treppe" erstellt.
Diese Elemente sind oberflächenfertig. Für die Haupttreppe wurden neu erarbeitet:

1 Podestelement; die endgültige Oberfläche wird durch Auflegen von Terrazzoplatten in Mörtelfuge hergestellt.

1 Laufelement, oberflächenfertig.
Im Kellergeschoß wird dieses Element mit [illegible] Kellergeschoßhöhe tiefer eingesetzt.

1 Auflagebalken für Normalgeschoß

1 Auflagebalken für letztes Obergeschoß

3 Wandelemente mit Aussparungen für Podest- bzw. Balkenauflager.

Die Treppen sind sofort nach der Montage als Bautreppen nutzbar, müssen jedoch durch Abbretterung vor Beschädigungen und Verschmutzungen während der Bauzeit geschützt werden.
Das Steigungsverhältnis beträgt 270/175 mm.

3.05.2 Aufzugsschacht

Als Personen- bzw. Wirtschaftsaufzug sind ein P 053 und ein P 161 vorgesehen.
Der Aufzugsschacht steht frei im Gebäude, d. h. die Schachtwände und Schachtabdeckplatten haben keine Verbindung zu den eigentlichen Bauwerkswänden, damit der erforderliche Schallschutz gesichert ist.
Die Dicke der Schachtwände beträgt 150 mm. Sie sind geschoßhoch und raumgroß. Die Eckverbindung der Schachtwandelemente ist als Schlaufenverbindung am oberen Teil der Elemente ausgebildet, um eine gegenseitige Aussteifung zu schaffen. Zur Halterung der Fahrschienen sind T-Nutschienen in den Seitenwänden der Schächte vorgesehen.
Die Schachtdecken und Aufzugsmaschinenfundamente sind teils als Fertigteil, teils als Ortbeton, wegen Überschreitung der Laststufe, vorgesehen.
Bei der Montage der ~~GSB~~ Zweischichten-Außenwand im Bereich des Aufzugsschachtes ist die zusätzliche Stahlkonstruktion besonders zu beachten. Der wirksame Korrosionsschutz dieser Stahlteile ist in jedem Falle zu sichern.

3.05.3 Aufzugsmaschinenraum

Der Aufzugsmaschinenraum hat eine größere Höhe als die normale Geschoßhöhe. Deshalb sind die Umfassungswände aus normalgeschoßhohen und halbgeschoßhohen Ergänzungselementen, ausgesteift durch Ortbetonringbalken herzustellen. Die Wand im Bereich der Außenlängswand wird aus materialtechnischen und gestalterischen Gründen als Zweischichtenplatte erstellt. Mit einem durchlaufenden Stahlträger werden diese Elemente in ihrer Lage gesichert. Die übrigen Elemente werden aus wärmedämmendem Leichtbeton WLB 80 mit einer Dichte von 1,1 kp/dm^3 bzw. Stahlleichtbeton B 225 mit einer Dichte von 1,25 kp/dm^3 gefertigt.

Die Zwischendecke auf Höhe der Aufzugsschachtdecke sowie die Maschinenraumdecke wird aus Geschoßdeckenelementen montiert.

3.06 Dach

Das Dach ist als Warmdach vorgesehen. An der Außenkante des Gebäudes ist eine Einhausung für die Heizverteilungsleitung ausgebildet. An der Außenseite sind Dachwandelemente (Drempel) gesetzt, die mit den Innenwanddachelementen verschraubt sind. Als Variante dazu wurde die Möglichkeit der Verschweißung der Elemente erarbeitet.
Zur Abdeckung sind Industriekassetten- und Geschoßdeckenplatten eingesetzt.
Die Entwässerung des Daches ist als Innenentwässerung projektiert.
Bei der Dachausbildung ist zu beachten, daß vor dem Aufbringen der Schichten des Warmdaches die Standkonsolen für die Heizverteilungsleitung auf der Rohdecke (Vollbetonelemente) aufgeschossen werden.
Des weiteren sind die Elemente, Lastverteilungsplatte und Schachtelement für die Entlüftung vor Aufbringen der Schichten des Warmdaches zu montieren.

3.07 Fugen und Sperrschichten

3.07.1 Fugen

a) Stoßfugen Längs- und Querwände aus Beton
(Normalgeschoß) 20 mm
(Drempel) 30 mm

b) Stoßfugen im Bereich Zweischichtenplatten 30 mm

c) Lagerfugen: Außenwandbetonelemente (als Sperrbeton) 20 mm
Außenwand-Zweischichtenplatte 20 mm
Innenwand unter Decke i.M. 40 mm
davon sind vor Verlegen der Decke 25 mm (i.M.) als Ausgleich aufzubringen, so daß 15 mm Lagerfuge verbleibt.

Innenwand auf Fundament 20 mm
Dabei ist die Ausgleichsschicht mit 55 mm Dicke zur Herstellung der exakten Montageebene in Sperrbeton B 225 herzustellen.

d) Deckenstoßfugen über Querwänden 50 mm
Deckenstoßfugen in Längsrichtung 10 mm

Die Fugen der Normalgeschosse werden im allgemeinen mit B 225 ausgeführt. Die Fugen der Zweischichtenplatten erhalten zum Teil umlaufend an der Außenkante einen eingeklebten Moosgummistreifen; die Stoßfugen zwischen diesen Elementen sind mit Mineralwolle auszustopfen bzw. als Fuge mit PVC-Profil als Schlagregenschutz und Korropanbinde auszuführen.
Entsprechend Abschnitt 7.2 der Vorschrift Nr. 50/76 der Staatlichen Bauaufsicht, insbesondere Abschnitt 7.2.3 und Tabelle 16, ist eine maximale Fugendicke von 35 mm für die Knotentragfähigkeit angesetzt worden. Durch die unter C aufgeführte Ausgleichschicht dürfte dieses maximale Fugenmaß gesichert sein. Für den Fall, daß die Lagerfuge von Elementen dieses Maß von 35 mm übersteigt, ist nach Abschnitt 7.2.3 (S.43 und 44 der Vorschrift 50/76) die Fuge mit maximal 2 Lagen Streckmetall 40 x 12,5 x 2 x 1,25 (TGL 7756-St) zu bewehren.
Für die Gesamtfugendicke ergibt sich aus der Formel für die ideelle Fugendicke das Größtmaß zu 50 mm.
Die Fugen der Dachwandelemente werden gleichfalls mit eingeklebten Moosgummiprofilen an der Außenkante abgedichtet.
Dabei ist zu beachten, daß das Moosgummiprofil für die Lagerfuge vor der Montage der Wandelemente auf der Kante des darunterstehenden Elementes aufgeklebt wird.
Das Profil der Vertikalfuge ist erst nach Herstellen des endgültigen Außenwandanschlusses vom Fugenwagen aus einzukleben.
Abweichungen der Fugenmaße sind durch die unterschiedlichen Moosgummiprofilquerschnitte auszugleichen. Das ausgewiesene Profil B 40/45 ist die Vorzugsgröße.

Die Größen A 30/35 und C 50/50 sind als Ergänzung vorgesehen. Bei Bedarf sind weitere Größen in das Sortiment aufzunehmen. Stoßfugen der Dachwandelemente und Dachkassettenplatten sind nicht mit Mörtel zu vergießen (damit Längenänderungen infolge von Temperaturschwankungen aufgenommen werden können). Diese Stoßfugen erhalten eine wetterfeste Abdeckung.
Im Dachgefällebeton sind nach TGL 22 309, Tabelle 2 Dehnungsfugen im Raster 3 x 3 auszuführen.

3.07.2 Sperrschichten

Grundlage: TGL 10 689 Sperrschichten gegen Erdfeuchtigkeit im Hochbau.

Die Lage der Sperrschichten und Sperranstriche gegen aufsteigende und seitlich eindringende Erdfeuchtigkeit ist in dem Querschnitt eingetragen.
Das untere Auflager des Erdgeschoßtreppenlaufes ist vor dem Versetzen mit den entsprechenden Anstrichen gegen aufsteigende Erdfeuchtigkeit zu versehen.
Die horizontalen Sperrschichten unter Wandelementen werden aus Sperrmörtel, 20 mm dick bzw. 55 mm dick, als Ausgleichsschicht hergestellt.

Alle im Erdreich befindlichen Bauteile werden mit vertikalen Sperrschichten (Sperranstrichen) aus einem Voranstrich (kalt) und zwei Heißanstrichen versehen.

5.0 Rohbaumontage

Grundlagen:

Vorschrift Nr. 50/76 der Staatlichen Bauaufsicht: Projektierung von Bauten in Wandkonstruktion in Montagebauweise vom 10.8.1976.

Soweit in dieser Richtlinie nichts anderes gesagt ist, gelten die Bestimmungen der Deutschen Bauordnung und in konstruktiver Hinsicht besonders:

Richtlinie Hohl- und Volldeckenplatten
- Projektierung und Bauausführung -

Zulassung 7/65	Hohl- und Volldeckenplatten
TGL 11 422	Traglastverfahren
TGL 0-1045	Bestimmungen für Ausführungen von Bauwerken aus Stahlbeton
TGL 0-1047	Bestimmungen für Ausführungen von Bauwerken aus Beton
TGL 22 903	Bewegungsfugen
TGL 32 274	Lastannahmen für Bauten, Bau- und Lagerstoffe, Bodenarten und Schüttgüter
TGL 13 500	Stahltragwerke, Berechnungen und bauliche Durchbildung
TGL 13-450	Stahltragwerke ... im Hochbau
TGL 11 776	Stahltragwerke - Schweißverbindungen
TGL 0-4225	Fertigteile aus Stahlbeton, Richtlinien für Herstellung und Anwendung
TGL 28 706	Bautechnischer Wärmeschutz
TGL 10 687	Schallschutz im Bauwesen
TGL 23 824	Schweißen im Stahlbetonbau
TGL 15 793 Bl. 2	Schweißen im Stahlbetonbau
TGL 24 777	Tragösen für Fertigteile aus bewehrtem und unbewehrtem Beton
TGL 118-0278	Bolzenschußgerät Typ 711
TGL 118-0329	Bolzenschußgerät Typ 713

Außerdem sind die Einbaubeispiele und die Hinweise für die Montage zu beachten.
Verbindlich für die Ausführung sind ferner die einschlägigen Bestimmungen der Arbeitsschutzanordnung Nr. 332/2 bei der Montage der Fertigteile zur Errichtung von Bauwerken vom 18.2.1969.

5.1 Besondere Hinweise

Um während der Ausbauarbeiten einen zusätzlichen Transport zu vermeiden, werden bereits während der Montage einige für den Ausbau benötigte Elemente auf den Geschoßdecken abgesetzt.
Die zusätzlichen Kranspiele sind im Montageablauf so einzuordnen, daß die übrige Montage nicht gestört wird bzw. die Montagearbeiter nicht gefährdet werden.
Im einzelnen sind folgende Elemente mit dem Kran abzusetzen:

Die Lüftungsrohre sind sofort nach Versetzen der Küche/Bad-Trennwand komplett in die dafür vorgesehene Aussparung einzusetzen und durch die zweiteilige Blechmanschette h = 130 mm, geschoßweise zu verbinden und mit Morinolkitt abzudichten.

Für die Belastung der Tragösen gilt die TGL 24 777 und die Ausschreibung auf den Elementezeichnungen.
Für die Montage- und Ausbautechnologie des vorliegenden Projektes wird ein gesondertes technologisches Projekt erarbeitet.

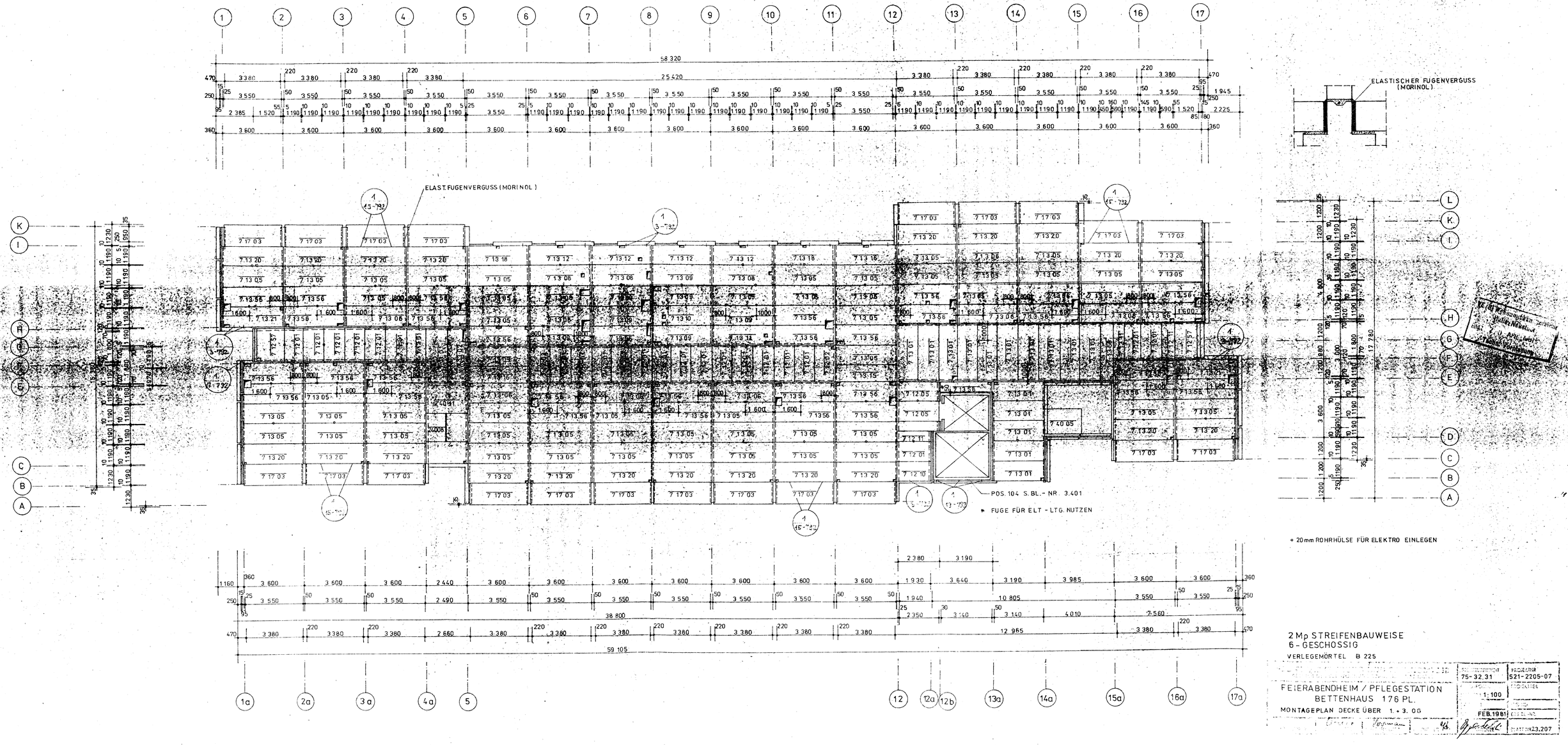
Halle, März 1981

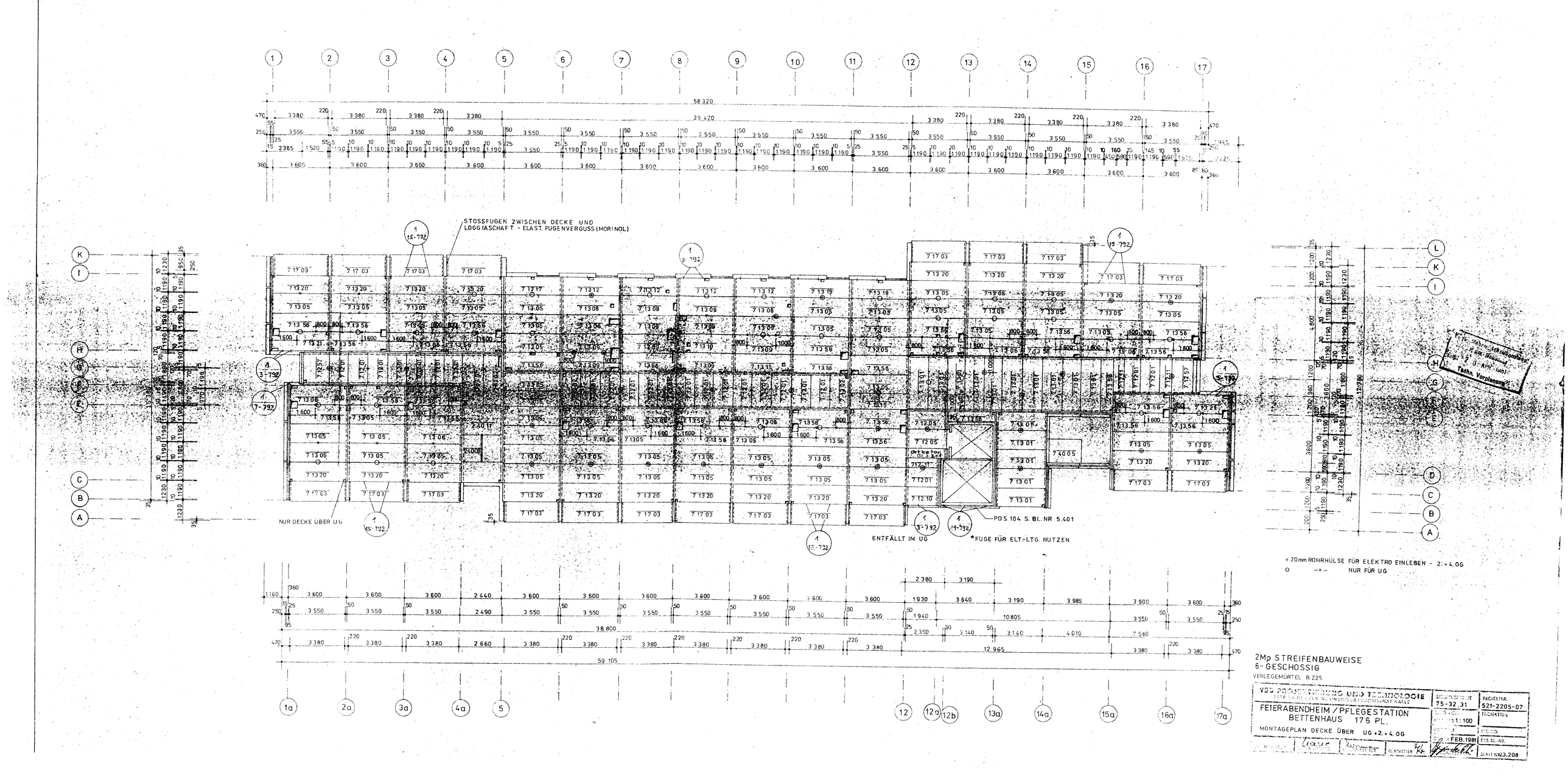
VEB Projektierung und Technologie
Betrieb des VEB WBK Halle - PB 2

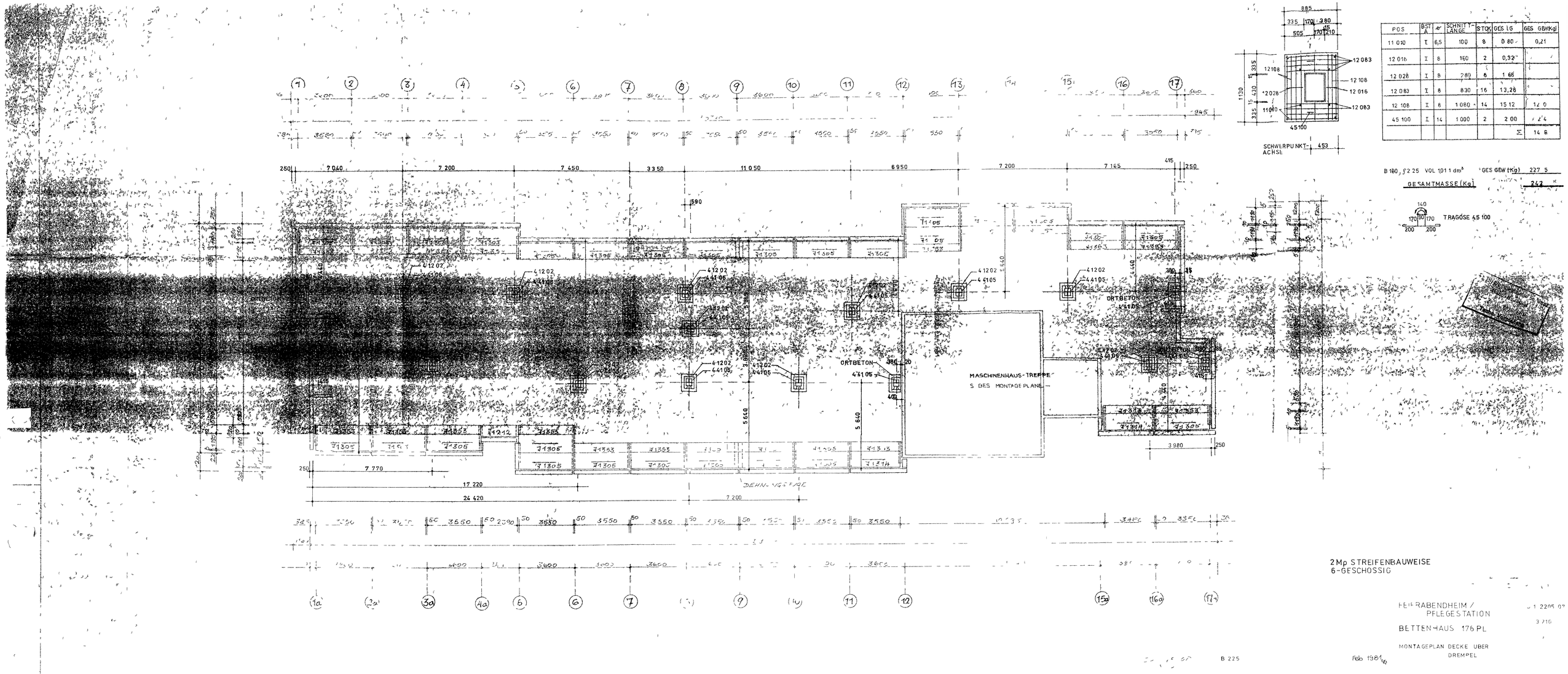
i.V. Naue
Naue
Brigadeleiterin

Herrmann
Herrmann
Gr.Leiter Konstruktion/Statik

15 Monterey plane


ELAST. FUGENVERGUSS (MORINOL)
ELASTISCHER FUGENVERGUSS (MORINOL)
POS. 104 S. BL.- NR. 3.401
* FUGE FÜR ELT - LTG. NUTZEN
* 20mm ROHRHÜLSE FÜR ELEKTRO EINLEGEN
2 Mp STREIFENBAUWEISE
6 - GESCHOSSIG
VERLEGEMÖRTEL B 225
FEIERABENDHEIM / PFLEGESTATION
BETTENHAUS 176 PL.
MONTAGEPLAN DECKE ÜBER 1. + 3. OG
75-32.31
1:100
FEB. 1981
PROJEKTNR. 521-2205-07
PLANNR. 23.207


STOSSFUGEN ZWISCHEN DECKE UND LOGGIASCHAFT - ELAST. FUGENVERGUSS (MORINOL)
NUR DECKE ÜBER UG
ENTFÄLLT IM UG
*FUGE FÜR ELT.-LTG. NUTZEN
POS. 104 S. BL. NR. 5.401
○ 20 mm ROHRHÜLSE FÜR ELEKTRO EINLEGEN - 2.+4.OG
○ —•— NUR FÜR UG
2Mp STREIFENBAUWEISE
6-GESCHOSSIG
VERLEGEMÖRTEL B 225
VEB PROJEKTIERUNG UND TECHNOLOGIE
FEIERABENDHEIM / PFLEGESTATION
BETTENHAUS 176 PL.
MONTAGEPLAN DECKE ÜBER UG +2.+4.OG
MASSSTAB 1:100
FEB. 1981
PROJEKTNR. 521-2205-07
ZEICHNUNGS-NR. 23.208



POS	BST A	ø	SCHNITT-LÄNGE	STCK	GES LG	GES GEW(Kg)
11 010	I	6,5	100	8	8 80	0,21
12 016	I	8	160	2	0,32	
12 028	I	8	280	6	1 68	
12 083	I	8	830	16	13,28	
12 108	I	8	1 080	14	15 12	14 0
45 100	I	14	1 000	2	2 00	2 4
					Σ	14 6

B 160, ∮ 2 25 VOL 101 1 dm³ GES GEW (Kg) 227 5

2Mp STREIFENBAUWEISE
6-GESCHOSSIG

FEIERABENDHEIM / PFLEGESTATION

BETTENHAUS 176 PL

MONTAGEPLAN DECKE UBER DREMPEL

B 225

Feb 1981

1 2205 07

3 216

MAUERWERK MZ 150, MG III

VERLEGEMÖRTEL MG III . B160

VERGUSSBETON B225

STAHLKONSTR. S. BL. NR. 3.403

S. BL. NR. 3.402

NACH KS 20 ERFOLGT RINGANKERAUSBILDUNG U MONTAGE DES TRÄGERS ZUR HALTERUNG DER AUSSENWANDELEMENTE AM FAHRSTUHLSCHACHT

NACH KS 28 ERFOLGT DECKENMONTAGE U. AUSBILDUNG MONOLITH. DECKENTEILE IM MASCHINENHAUS

NACH KS 41 MONTAGE DES STAHLTRÄGERS IM EINGANGSBEREICH.

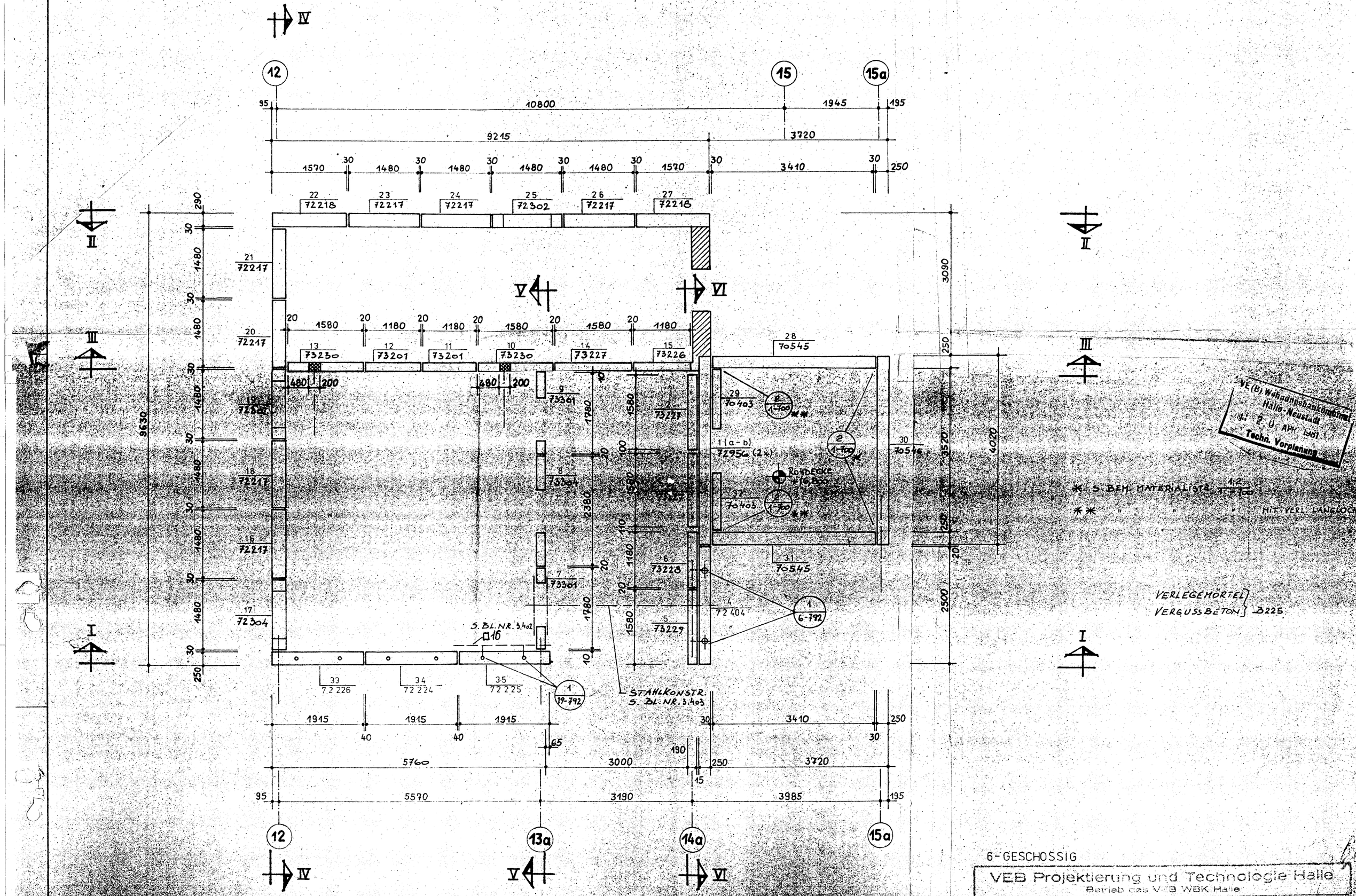
KS 42-44 AUSSENWANDELEMENT ERST NACH KRAFTSCHLÜSSIGER VERANKERUNG DES HALTERUNGSTRÄGERS IN DIE MONOLITH. SCHACHTDECKE SIND TRAGÖSEN EINZUBAUEN (S. TECHNOLOG. PROJEKT)

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6 - GESCHOSSIG

VEB Projektierung und Technologie Halle
Betrieb des VEB WBK Halle

Vorbereitung Projekt	FEIERABENDHEIM/PFLEGESTATION BETTENHAUS 2MP-STREIFENBAUWEISE MONTAGEPLAN MASCHINENHAUS UNTERDECKE +18.050 ~~+15.250~~	Objekt-Nr.	521-2205-07
Bearbeiter Bork		Blatt Nr.	23.212
Konstruktion		Maßstab	1:50
Datum DEZ. 76		Ersatz für	
Gezeichnet FEB. 1981		Ersatz durch	
Leiter	Kollektivleiter Grosse	Entwurfsleiter	Gruppenleiter / Projektingenieur

E(G) Kst. zu prüfen mit Halle-Neustadt 0... 2 0 AVM Lpsl Techn. Vorplanung

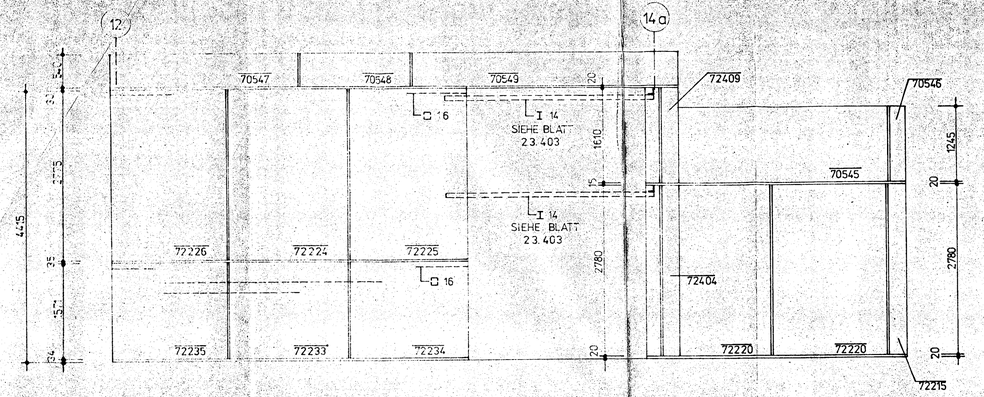


- NACH KS 7 MONTAGE DES STAHLTRÄGERS ZUR HALTERUNG DES AUSSENWANDEL. IM EINGANGSBEREICH
- KS 10, 13, 19, 25 WERDEN GEHALTERT DURCH ANSCHLAGEN DER MONTAGESTREBE DURCH VORHANDENE [illegible]
- NACH KS 27 ERFOLGT ORTBETONAUSBILDUNG AUF DEN WÄNDEN UND VERSETZEN DER BEIDEN [illegible] MASCHINENRAUM
- DECKE ÜBER MASCHINENRAUM KANN ERST NACH VERSETZEN DER AUFZUGSMASCHINEN [illegible] LEISTUNGS

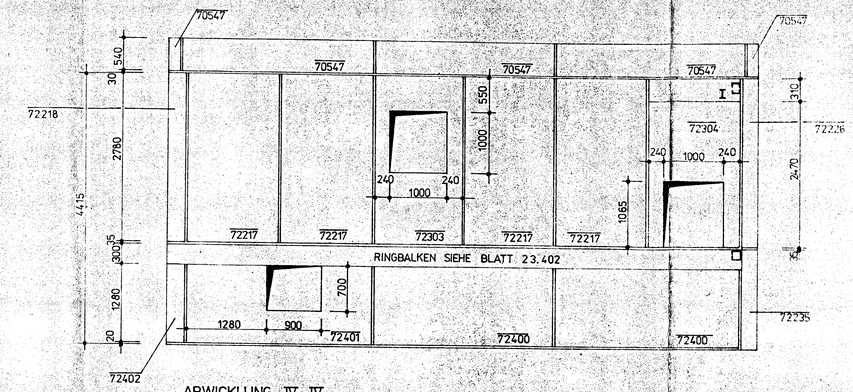
6-GESCHOSSIG

VEB Projektierung und Technologie Halle
Betrieb des VEB WBK Halle

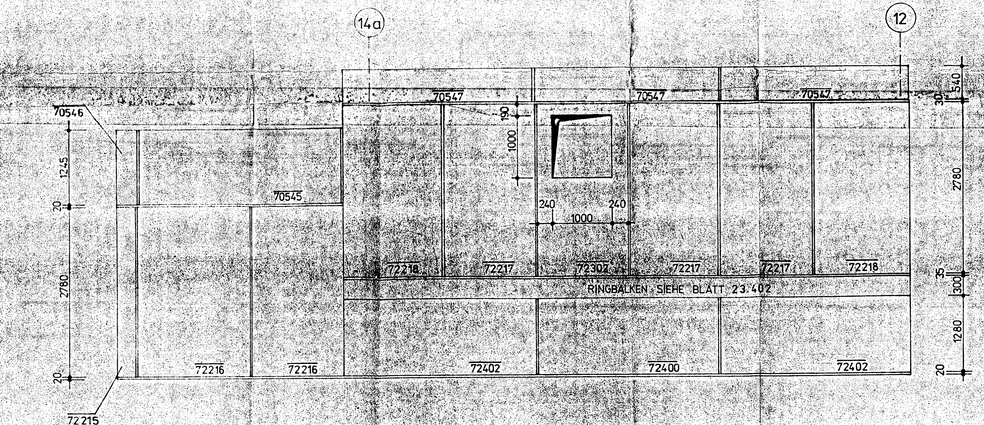
Vorbereitung / P-Projekt	FEIERABENDHEIM/PFLEGESTATION
Bearbeiter: Barke	BETTENHAUS
Gezeichnet:	2 MP STREIFENBAUWEISE
Datum: DEZ. 76	MONTAGEPLAN
Geändert: FEB 1981	MASCHINENHAUS
	ÜBER DECKE +15,255
	+18,650
	521-2205-07
	Blatt-Nr. 23.213
	M 1:50
Leiter	Komplexprojektant



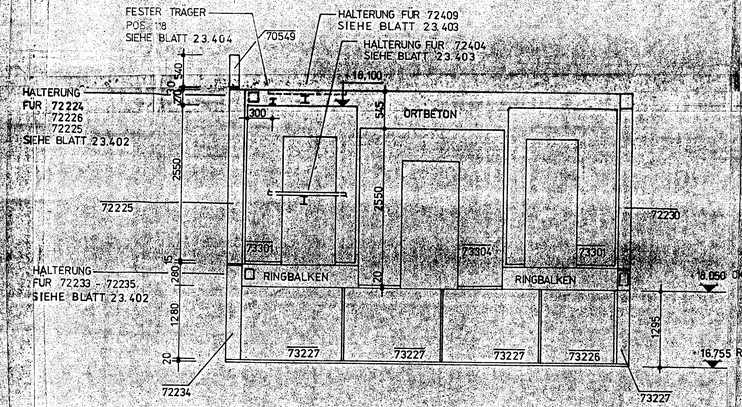
ABWICKLUNG I-I



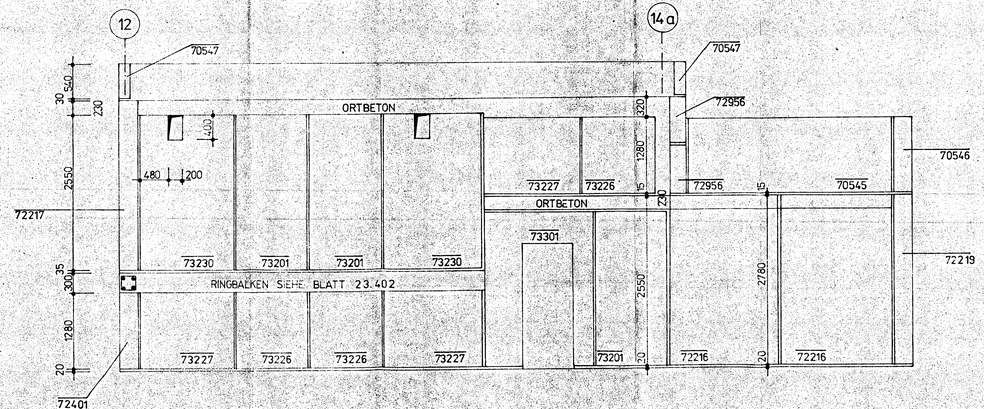
ABWICKLUNG IV-IV



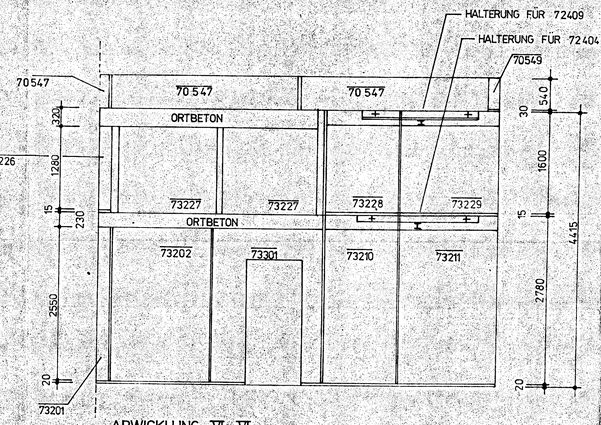
ABWICKLUNG II-II



ABWICKLUNG V-V



ABWICKLUNG III-III



ABWICKLUNG VI-VI

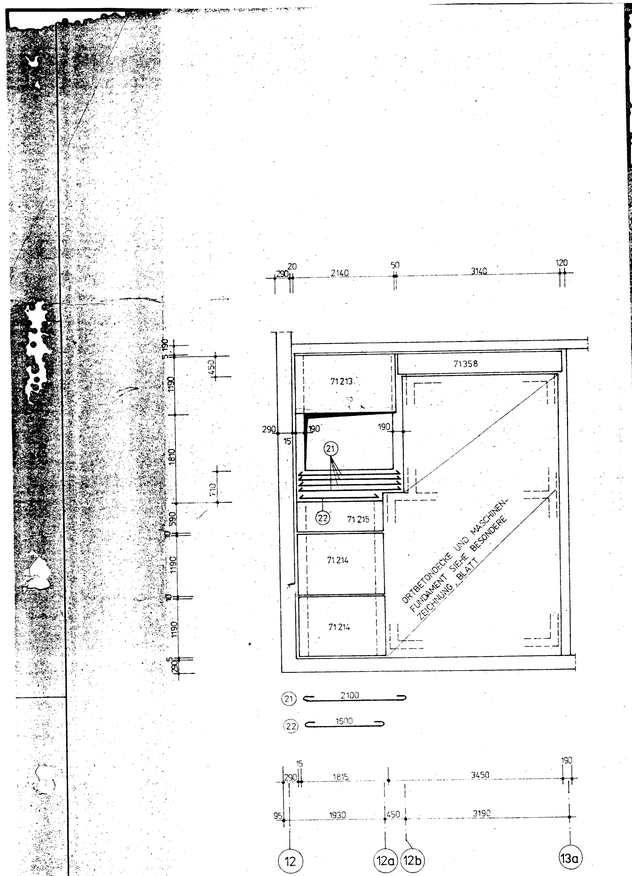
GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

FEIERABENDHEIM MIT PFLEGESTATION
BETTENHAUS 2Mp STREIFENBAUWEISE
MASCHINENHAUS
WANDABWICKLUNGEN

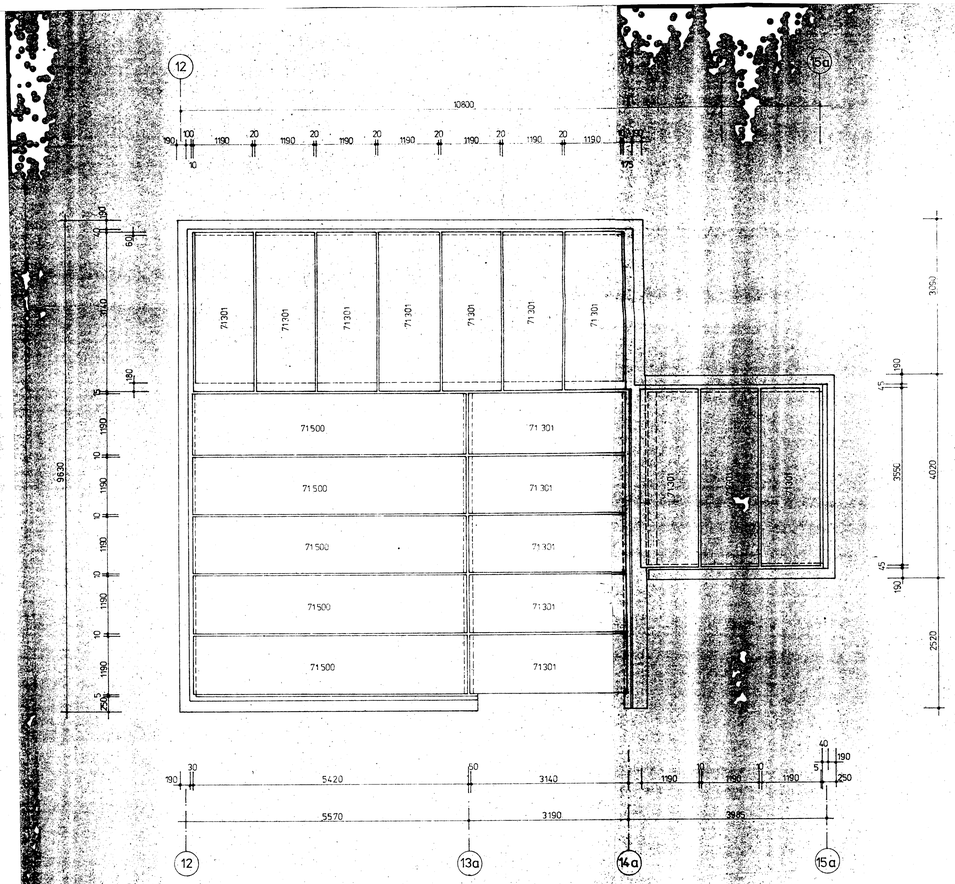
75-32.31 | 521-2205-07
1:50
JAN. 81

23.214

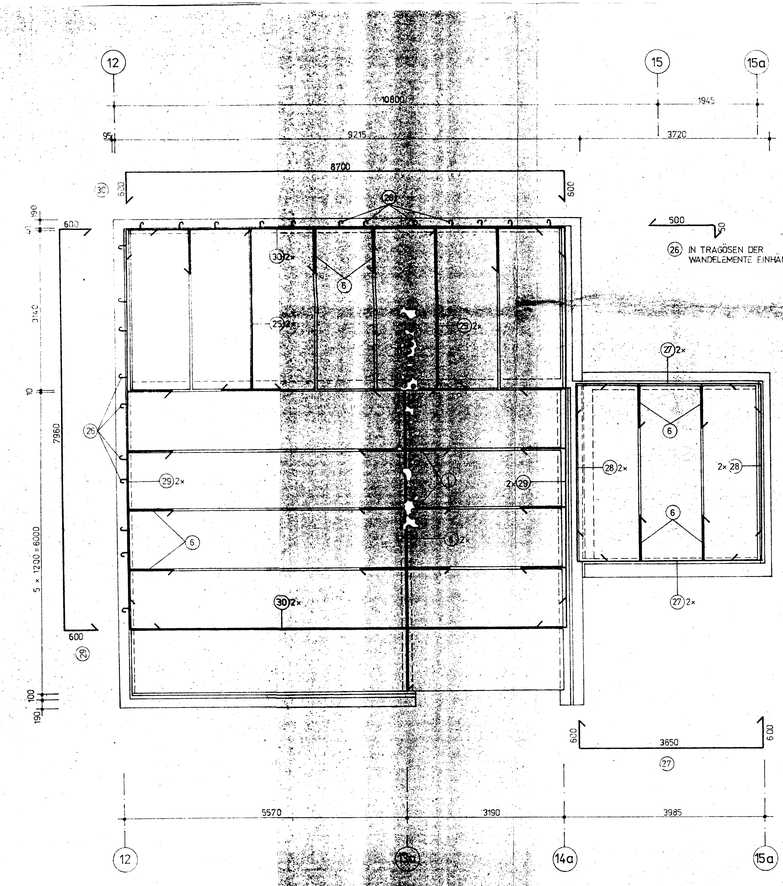
Stadt Halle (Saale)
Wohnungsbaukombinat
Halle-Neustadt
Bl. 240 Amt 1601
Techn. Vorplanung



UNTER
DECKE ~~ÜBER~~ MASCHINENRAUM



DACHDECKE - MASCHINENRAUM

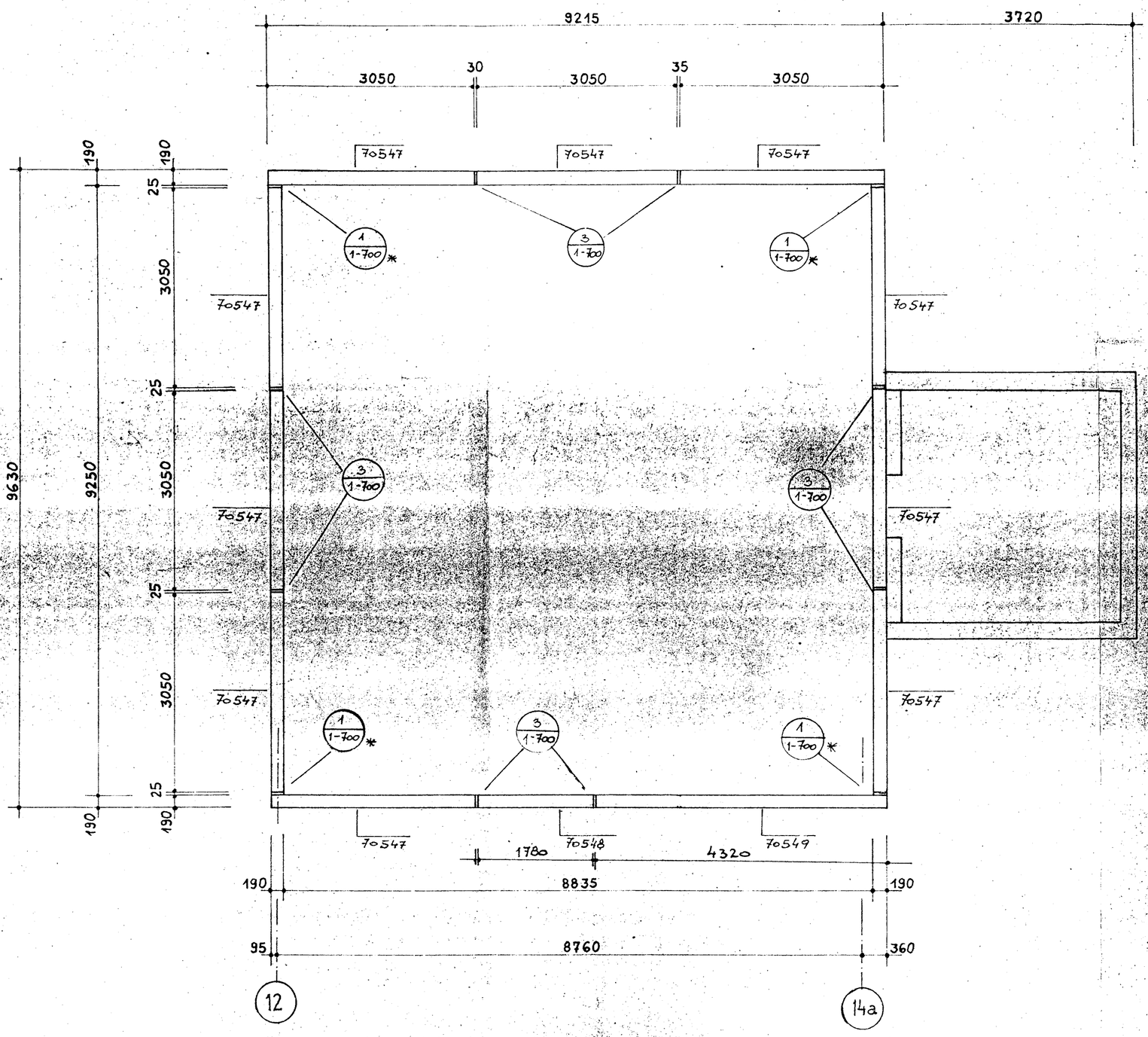


MASCHINENRAUMDACHDECKE - BEWEHRUNG

MATERIAL: VERGUSSBETON B 160
STAHL ST A-I
GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

FEIERABENDHEIM MIT PFLEGESTATION BETTENHAUS 2Mp STREIFENBAUWEISE DECKENVERLEGEPLAN UND DECKENSCHEIBEN- BEWEHRUNG DES MASCHINENHAUSES	75-32.31 1:50 JAN. 81	521-2205-07

23 215



* S. BEM. MATERIALLISTE 1,2 / 1-700

VERLEGEHÖRTEL MG III, B160.

Technn. Vorplanung

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

VEB Projektierung und Technologie Halle
Betrieb des VEB WBK Halle

Bearbeitung	FEIERABENDHEIM/PFLEGESTATION	671-2205-07
Projektleiter	BETTENHAUS	
Bauherr: Bako	2MP-STREIFENBAUWEISE	2.3.16
Gezeichnet	MONTAGEPLAN	1:50
Datum: DEZ.76	MASCHINENHAUS	
Genehmigt	FRIES	
Blatt		

EINHEITLICHE STAHLLISTE

POS. NR.	FORM	ϕ	SCHNITT - LÄNGE	DECKE ÜBER 1.,3.,5.OG	DECKE ÜBER U.,2.,4.OG	DECKE ÜBER MASCH.R	STÜCK GESAMT	GESAMTLÄNGE ϕ 6,5	GESAMTLÄNGE ϕ 10	GESAMTLÄNGE ϕ 12
1	1800	10	1940	210	210	3	423		820,62	
2	4800	10	4940	18	18		36		177,84	
3	6000	10	6140	108	108		216		1326,24	
4	8800	10	8940	57	57		114		1019,16	
5	10000	10	10140	24	24		48		486,72	
6	160 / 900	10	1165	141	141	16	298		347,17	
7	600 / 3000	10	3705	6	6		12		44,46	
8	600 / 6000	10	6705	33	33	2	68		455,94	
9	600 / 6900	10	7605	48	48		96		730,08	
10	600 / 8100	10	8805	18	18		36		316,98	
11	600 / 9300	10	10005	51	51		102		1020,51	
12	2800 / 1500	10	4405	15	15		30		132,15	
13	600 / 3200 / 600	10	4470	6	6		12		53,64	
14	600 / 7200 / 600	10	8470	18	18		36		304,92	
15	600 / 10800 / 600	10	12070	15	15		30		362,10	
16	600 / 3000 / 400	10	4070	6	6		12		48,84	
17	2450	12	2600	~~6~~ 9	~~6~~ 9		~~12~~ 18			~~31,20~~ 46,80

VEB Projektierung und Technologie, Betrieb des VEB WBK Halle
Eing.: 12. 2 U. Abt. 44/46
Techn. Vorplanung

ALLE POSITIONEN STA-I

	VEB PROJEKTIERUNG UND TECHNOLOGIE, BETRIEB DES VEB WBK HALLE PB 2	FEIERABENDHEIM MIT PFLEGESTATION BETTENHAUS 2 Mp STREIFENBAUWEISE DECKENSCHEIBENBEWEHRUNG	BLATT-NR. 23.217

EINHEITLICHE STAHLLISTE

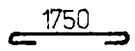
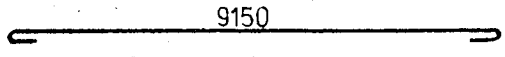
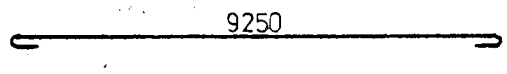
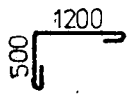
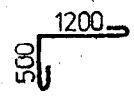
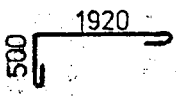
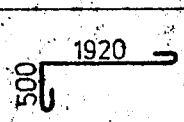
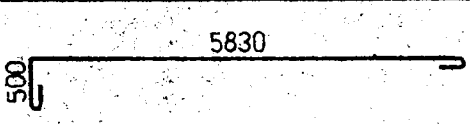
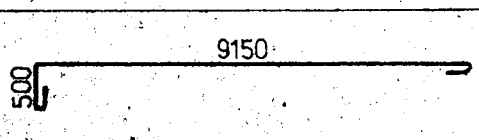
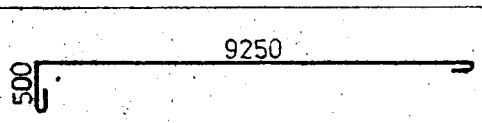
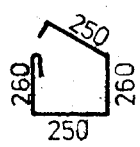
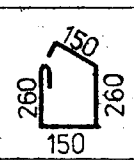
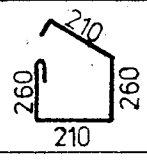
POS. NR.	FORM	ϕ	SCHNITT - LÄNGE	DECKE ÜBER 1.,3.,5.OG	DECKE ÜBER U.,2.,4.OG	MASCHR	STÜCK GESAMT	GESAMTLÄNGE ϕ 6,5	GESAMTLÄNGE ϕ 10	GESAMTLÄNGE ϕ 12
18	600	6,5	600	27	27		54	32,40		
20	80 1100 1100	10	2340	156	156		312		730,08	
21	2100	12	2250			4	4			9,00
22	1600	12	1750			1	1			1,75
23	670	6,5	670			9	9			
24	500	6,5	500			2	2	1,00		
25	600 3150	10	3890			4	4		15,56	
26	500 50	10	655			22	22		14,41	
27	600 3650 600	12	4920			4	4			19,68
28	600 4000 600	12	5270			4	4			21,08
29	600 7960 600	12	9230			4	4			36,92
30	600 8700 600	12	9970			4	4			39,88
	GESAMTLÄNGE JE ϕ (m)							39,43	8407,42	~~159,51~~ 175,11
	GESAMTGEWICHT JE ϕ (kg)							10,25	5187,38	~~141,65~~ 155,50

ALLE POSITIONEN ST A-I

VE Wohnungsbaukombinat Halle-Neustadt
Bearb.: 6.03
Tech. Vorplanung

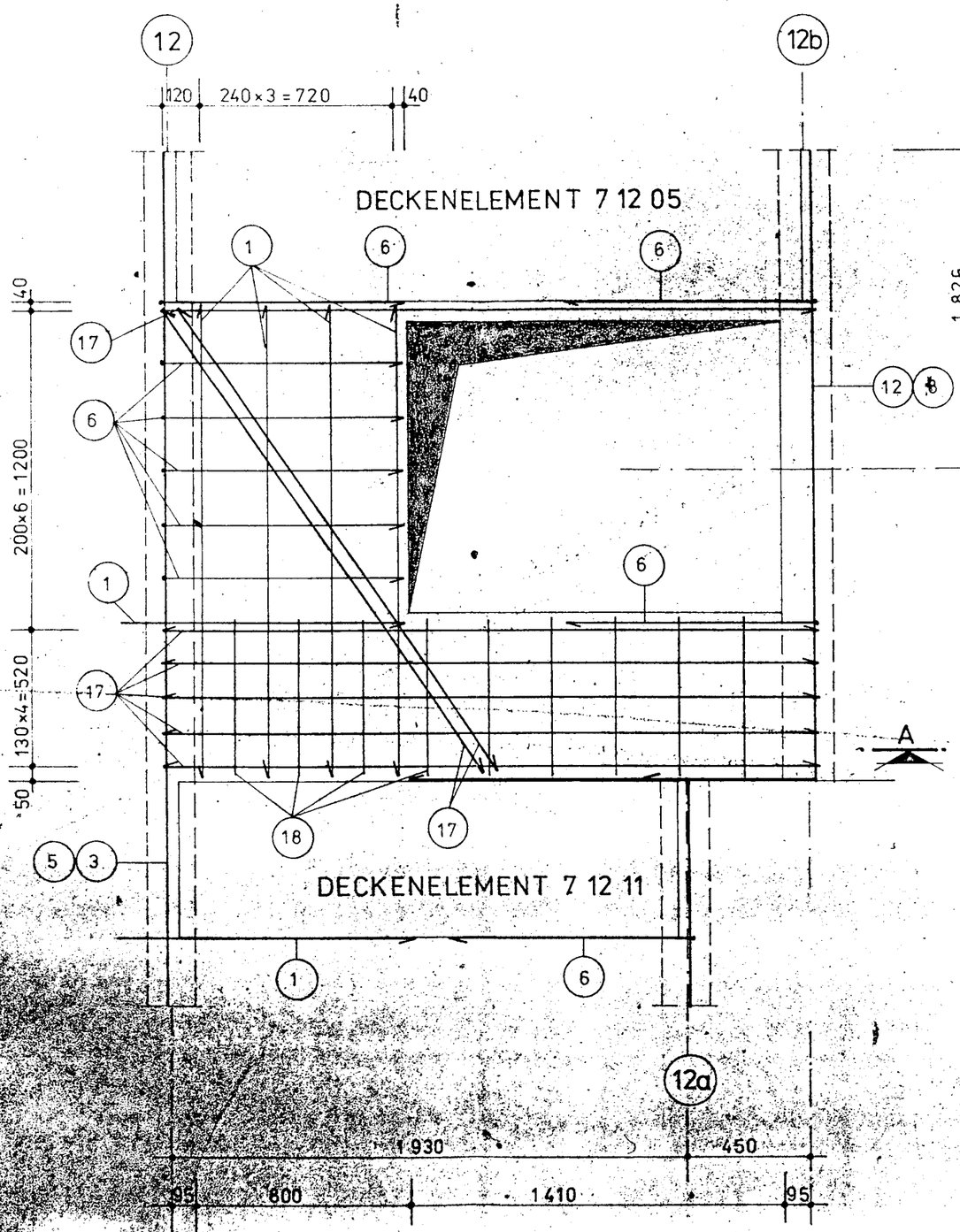
	VEB PROJEKTIERUNG UND TECHNOLOGIE, BETRIEB DES VEB WBK HALLE PB 2	FEIERABENDHEIM MIT PFLEGESTATION BETTENHAUS 2 Mp STREIFENBAUWEISE DECKENSCHEIBENBEWEHRUNG	BLATT-NR. 23.218

EINHEITLICHE STAHLLISTE

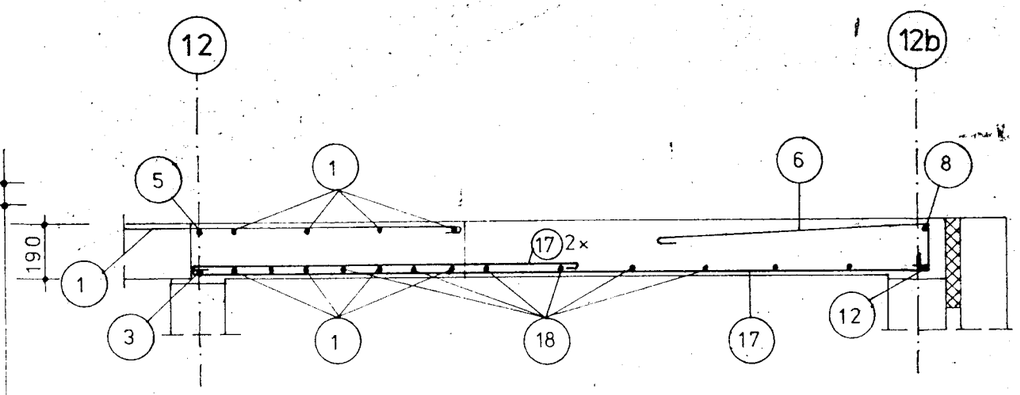
POS. NR.	FORM	ϕ	SCHNITT - LÄNGE	DECKE ÜBER 1.,3.,5. OG	DECKE ÜBER U.,2.,4. OG	DECKE ÜBER MASCH.R	STÜCK GESAMT	GESAMTLÄNGE ϕ 6,5	GESAMTLÄNGE ϕ 10	GESAMTLÄNGE ϕ 12
35		12	1900			4	4			7,60
36		12	9 300			2	2			18,60
37		12	9 400			2	2			18,80
38		12	1 795			2	2			3,60
39		12	1 795			2	2			3,60
40		12	2 515			2	2			5,03
41		12	2 515			2	2			5,03
42		12	6 425			4	4			25,70
43		12	9 745			2	2			19,49
44		12	9 845			2	2			19,69
45		6,5	1080			60	60	64,80		
46		6,5	880			31	31	27,28		
47		6,5	1000			3	3	3,00		
	GESAMTLÄNGE JE ϕ (m)							95,08		127,14
	GESAMTGEWICHT JE ϕ (kg)							24,72		112,90

ALLE POSITIONEN ST.A.-I.

	VEB PROJEKTIERUNG UND TECHNOLOGIE, BETRIEB DES VEB WBK HALLE PB 2	FEIERABENDHEIM MIT PFLEGESTATION BETTENHAUS 2 Mp STREIFENBAUWEISE RINGBALKENBEWEHRUNG MASCH.HAUS	BLATT-NR. 23.2.19



SCHNITT A-A



STAHLLISTE

POS. NR.	FORM	ø	SCHNITT-LÄNGE	DECKE ÜBER 5. OG.	GESAMTLÄNGE ø10	GESAMTLÄNGE ø12
1	1800	10	1940	7	13,58	
6	160 900	10	1165	5	5,83	
17	2450	12	2600	5		13,00
GESAMTLÄNGE (m)					19,41	13,00
GESAMTGEWICHT (kg)					11,98	11,54

→ ÜBRIGE BEWEHRUNG IN DECKENSCHEIBENBEWEHRUNG ERFASST.

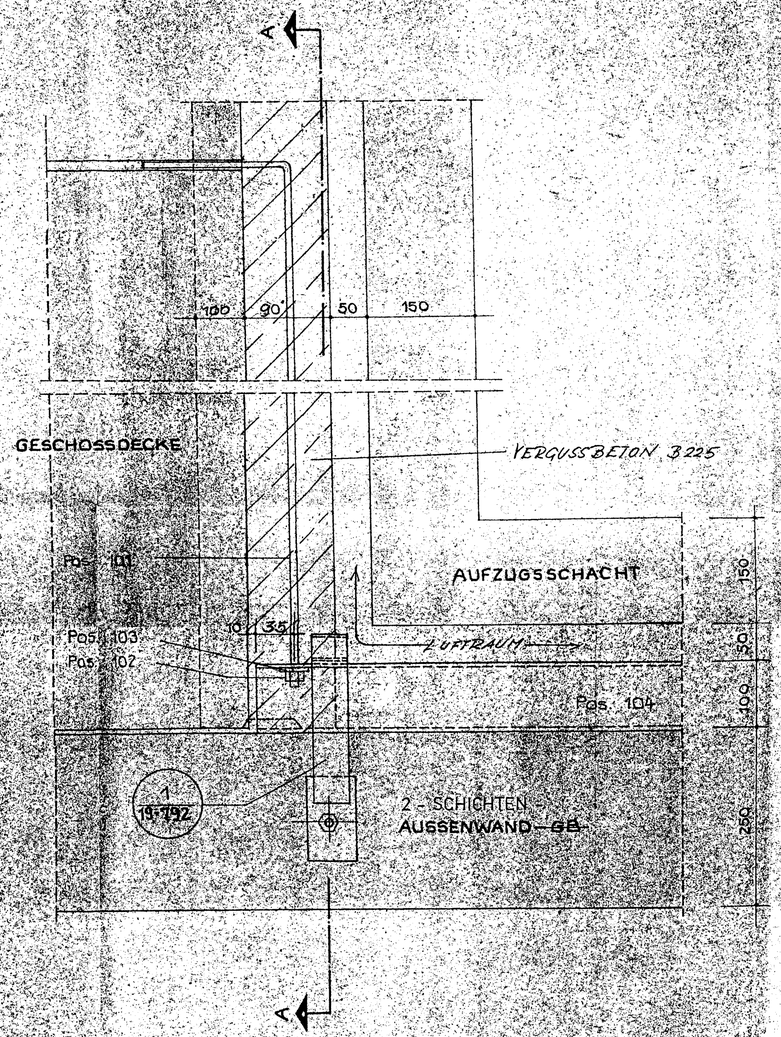
B 225 , ρ = 2,3 VOL.: 558 dm³

GESAMTMASSE: 1307 kg

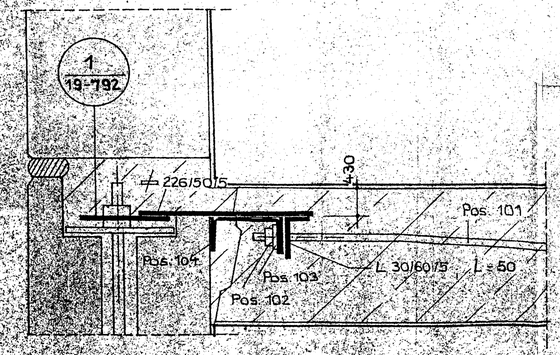
SIEHE AUCH BL.-NR. 23211

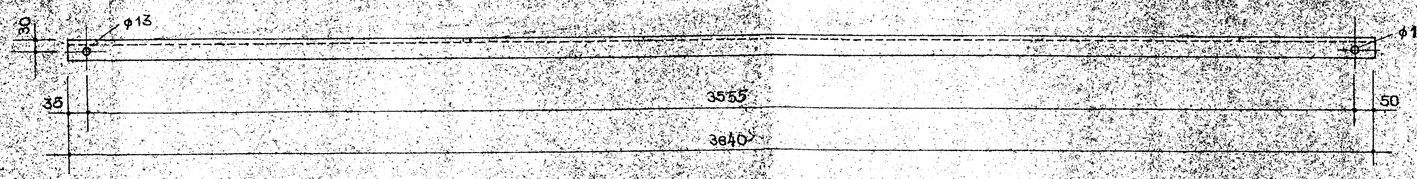
Datum MÄRZ 1981	VEB Projektierung und Technologie Betrieb des VEB WBK Halle
Brig.-Ltr.	FEIERABENDHEIM/PFLEGESTATION-2Mp STREIFENBW.
Gr.-Ltr.	BETTENHAUS 176 PL., 6-GESCHOSS 521-2205-07
Bearb.	BEWEHRUNG FÜR MONTAGEÖFFNUNG — MASSTAB: 1:20 — 23.220 Blatt-Nr.
Zeichn.	

Stahlbauvorschriften



SCHNITT A-A M 1:5

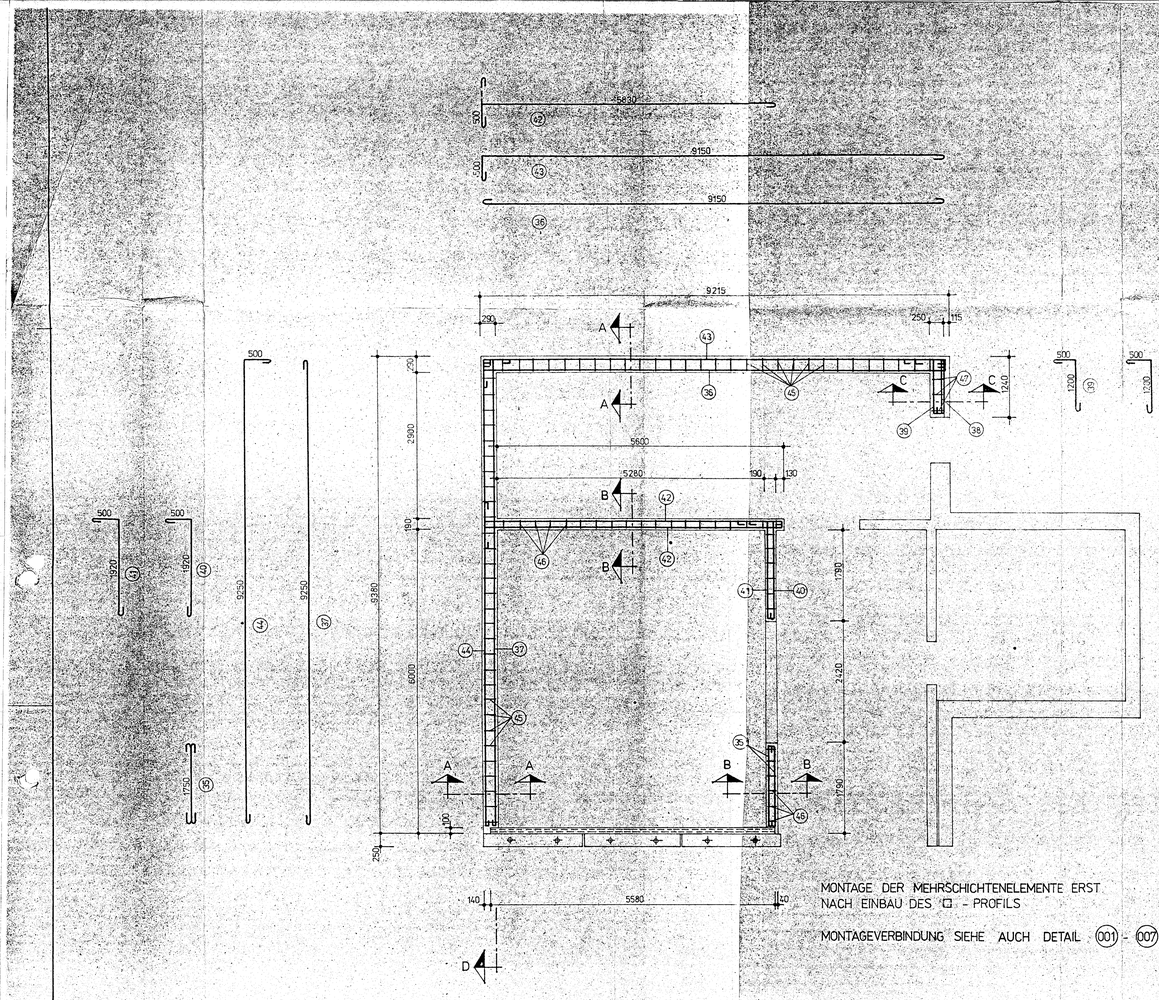




POS. 104 — ⌐10 . M 1:10 (TEILBIEGEZEICHNET)

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

VEB Projektierung und Technologie Halle Betrieb der VVB WBK Halle			
Vorbereitung / Projekt	FEIERABENDHEIM - PFLEGE-STATION BETTENHAUS	Objekt-Nr.	521-2205-07
Bearbeiter: STIEBITZ	2 MP - STREIFENBAUWEISE	Blatt	23.401
Gezeichnet: Siegert	STAHLKONSTRUKTION FÜR AUSSENWANDVERANKERUNG	Datum	7.6.77
Datum: DEZ. 76		Genehmigt	
Gesehen:		Ersatz für	
Leiter	Bearbeitungsstufe: Gruppe	Entwerfer	Gruppenleiter

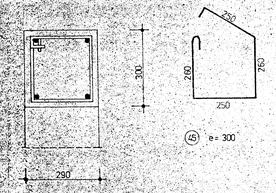


HORIZONTALSCHNITT M 1:50

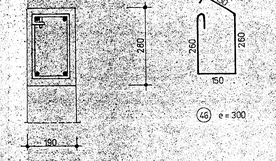
MONTAGE DER MEHRSCHICHTENELEMENTE ERST NACH EINBAU DES □ - PROFILS

MONTAGEVERBINDUNG SIEHE AUCH DETAIL (001) - (007)

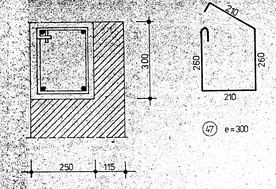
SCHNITT A - A M 1:10



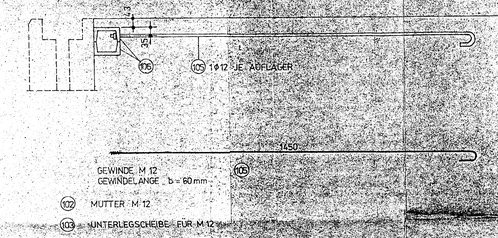
SCHNITT B - B M 1:10

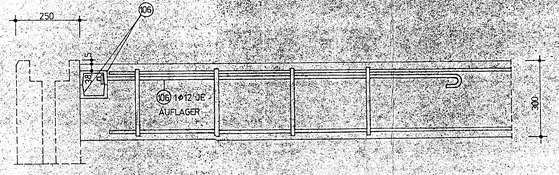


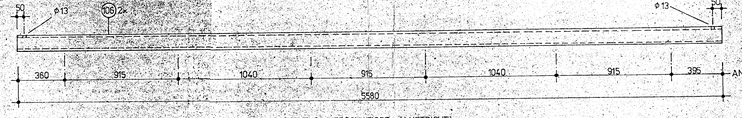
SCHNITT C - C M 1:10



TEILSCHNITT D M 1:10







DURCHGEHEND VERSCHWEISST (LUFTDICHT)
KORROSIONSANSTRICHE

MONTAGETRÄGER M 1:20

VE (B) Wohnungsbaukombinat Halle-Neustadt
Bog.: 2 0 APR 1981
Techn. Vorplanung

1350/01	2	ST 38 U - 2
3500	2	
1350/03	2	
3310/05	2	
10700/06	2,5	
	4010	
	AI II B	

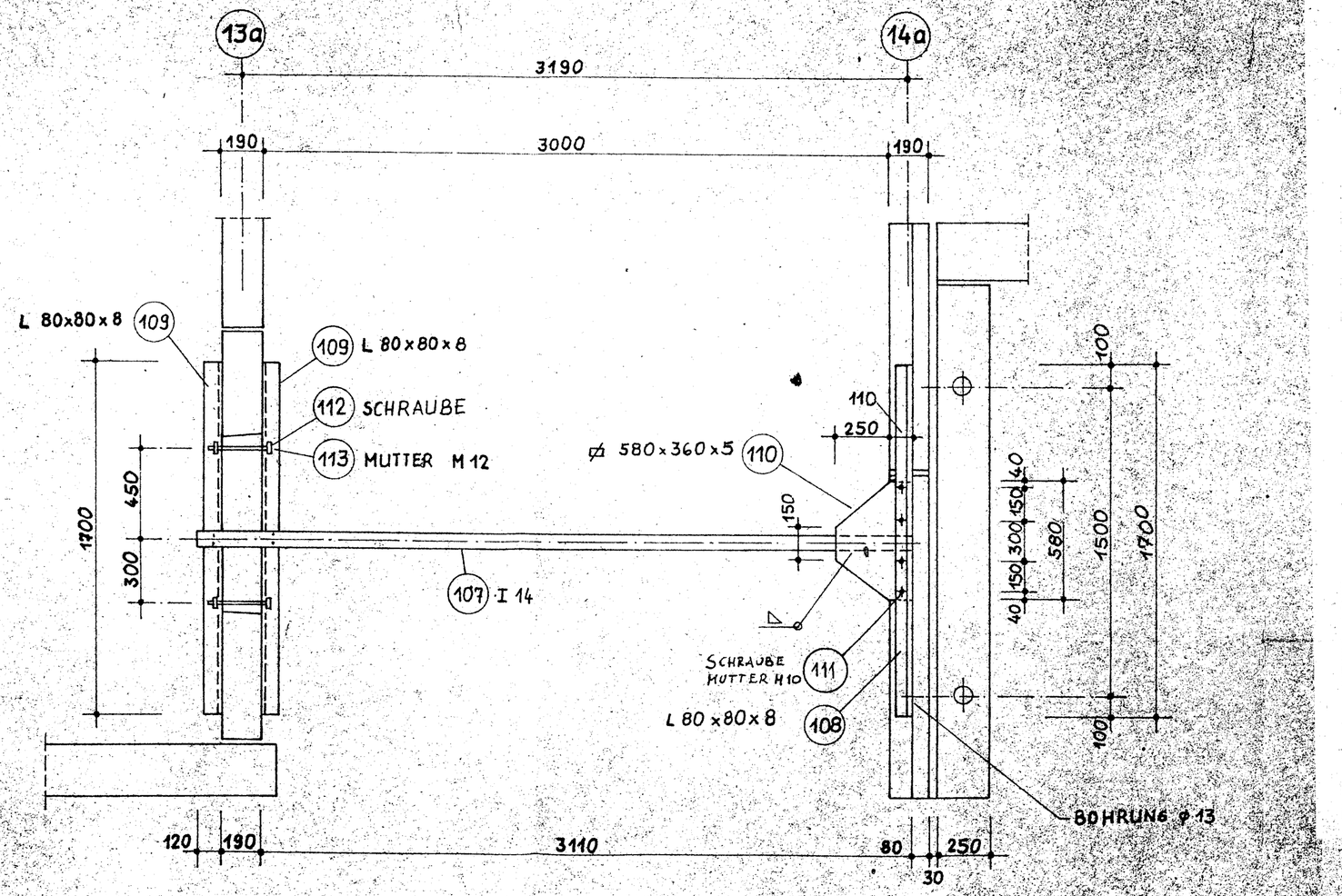
MATERIAL: BETON B 225
STAHL ST A-I

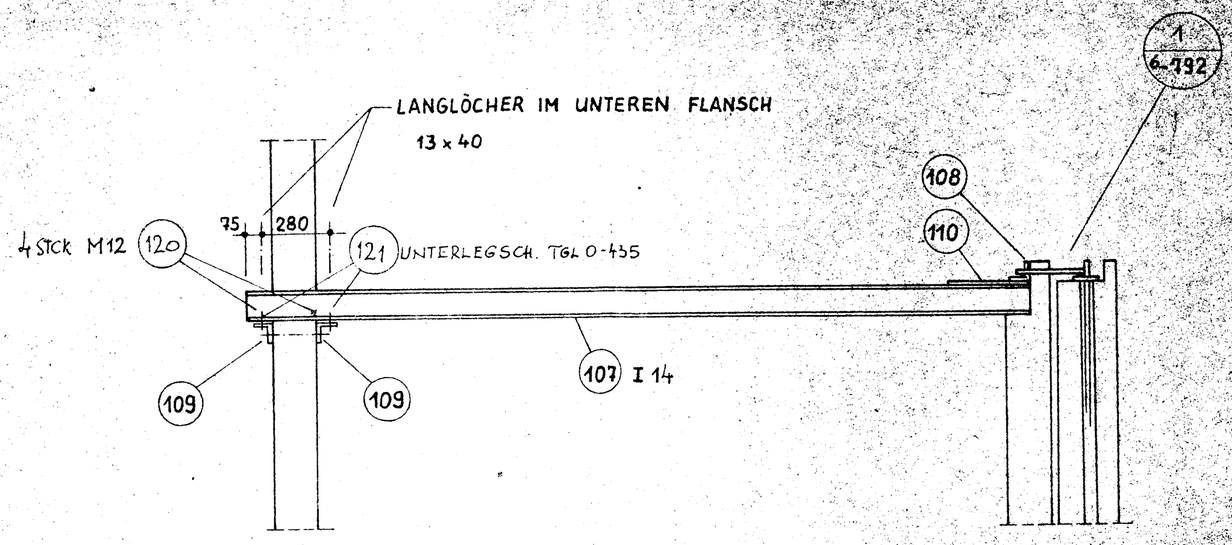
BETONDECKUNG: 20 mm

STAHLLISTE FÜR RINGBALKENBEWEHRUNG S. BL.-NR. 23.219

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

VEB PROJEKTIERUNG UND TECHNOLOGIE BETRIEB DES VEB WOHNUNGSBAUKOMBINAT HALLE	ST 75-27.01	521-2205-01
FEIERABENDHEIM MIT PFLEGESTATION BETTENHAUS 2 Mp STREIFENBAUWEISE MASCHINENHAUS: RINGBALKENBEWEHRUNG UND MONTAGETRÄGER	M 1:10 / 1:20 1:50 JAN.81	2 3 4 5 6 7





Grundwerkstoff: St 38 nr. 2
Oberflächenschutz: TGL 13500/01
Ausführungsklasse: TGL 13500/02
Korrosionsschutz: TGL 10789/03
Schweißnahtbewertungsgruppe: TGL 13500/04
Schweißzusatz: 4000
Schweißverfahren: AK III B
Zerstörungsart: TGL 13500/05
Sichtprüfung: 100%

Keine Fertigungsunterlage

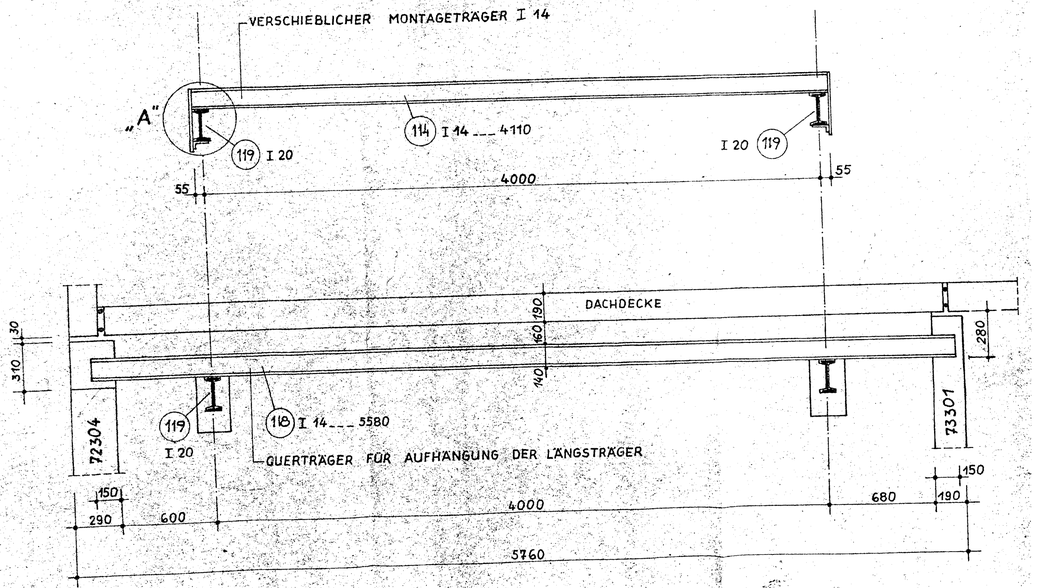
Schweißtechnisch geprüft: Halle/S. 22.12.76 Schweißingenieur

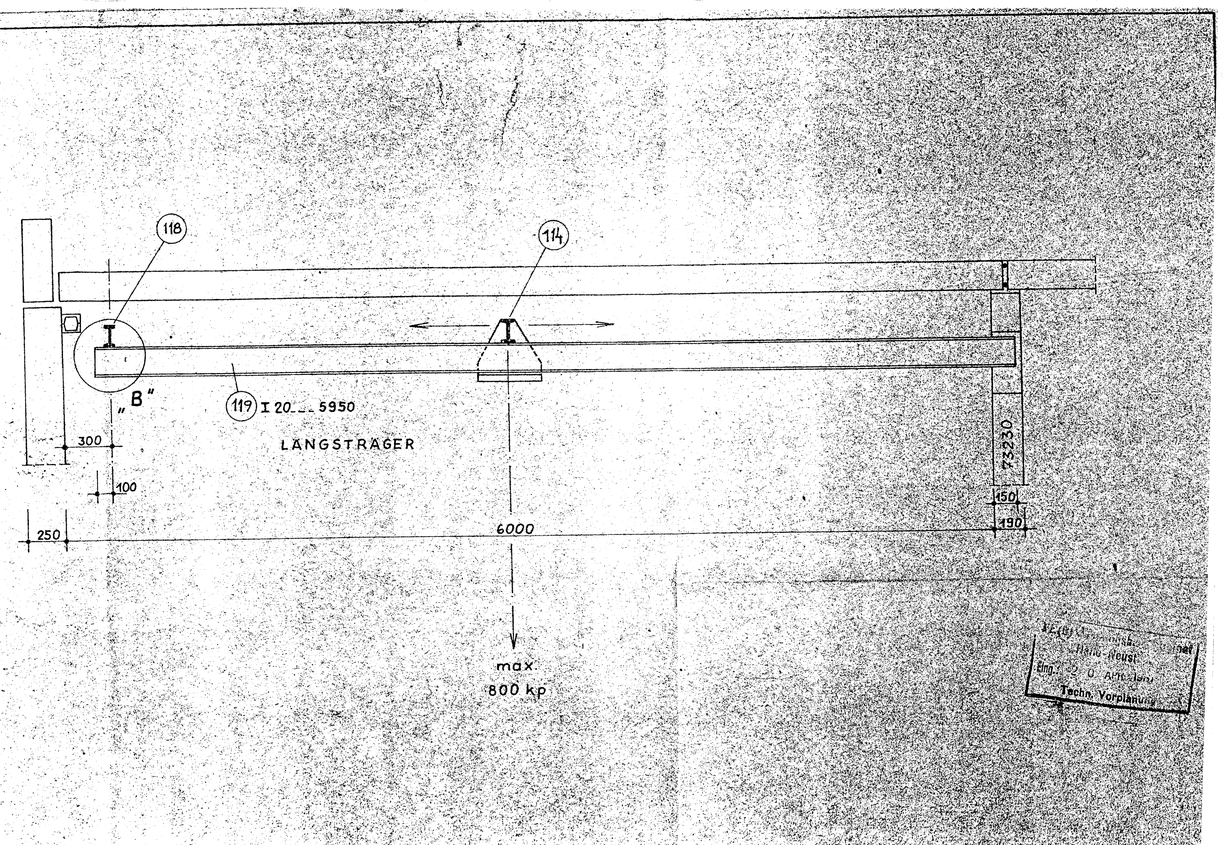
GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

Techn. Vorplanung

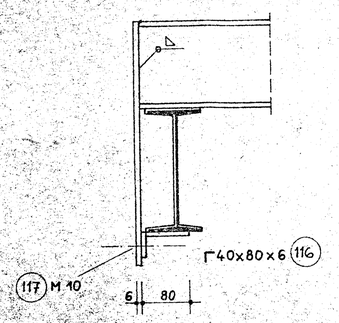
VEB Projektierung und Technologie Halle
Betrieb des VEB WBK Halle

Verteidigung P. Projekt	FEIERABENDHEIM/PFLEGESTATION BETTENHAUS 2 MP - STREIFENBAUWEISE STAHLKONSTRUKTION FÜR AUSSENWANDVERANKERUNG EINGANGSBEREICH	Objekt-Nr. 521-2265-01
Bearbeiter Barbe		Zeichnungs-Nr. 23 403
Projektleiter		Maßstab 1:25
Datum DEZ. 76		Blattgröße
Gezeichnet		Blattanzahl
Name	Unterschrift	Überprüfer / Überprüfer / Freigabevermerk
	Barbe	

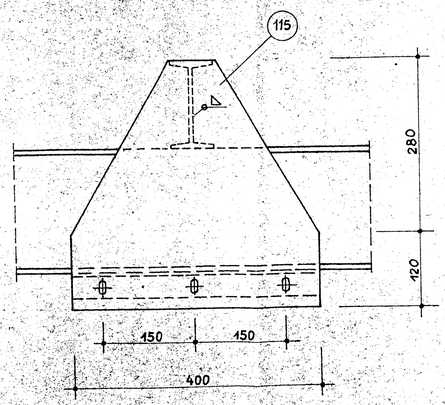




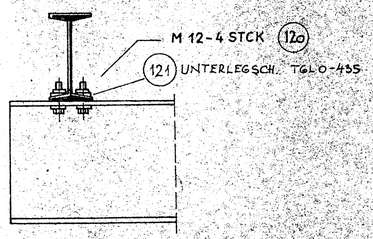
PUNKT „A"



KOPFPLATTE



PUNKT „B"



GILT AUCH FÜR VARIANTE
6-GESCHOSSIG

Schweißtechnisch geprüft:
Halle/S. 22.11.78

VEB Projektierung und Technologie Halle
Betrieb des VEB WBK Halle

Verantwortlicher Projektant	TEILABSCHNITT / PFLEGESTATION BETTENHAUS 2-MP-STREIFENBAUWEISE	Objekt-Nr.	521-2256-01
Bearbeiter		Bau-Nr.	23.404
Konstrukteur		Maßstab	1:20
Datum	DEZ. 78	Projekt-Nr.	
Gezeichnet		Projektbuch-Nr.	
Leiter	Hauptprojektant / Verf.	Entwurfsleitung	Datum / Unterschrift	Projektleitung

MASCHINENHAUS MONTAGETRÄGER

STÜCKLISTE

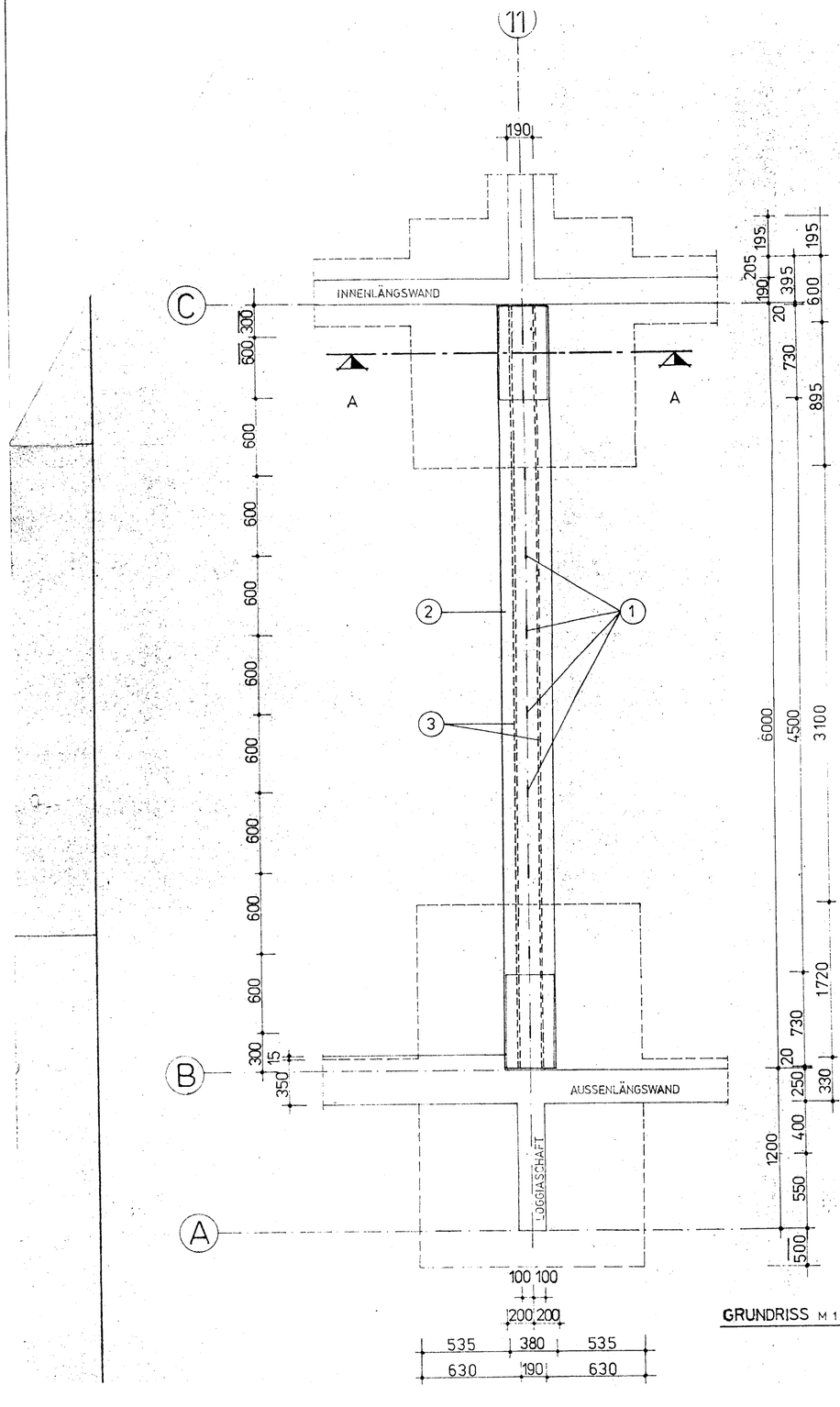
EISEN-NR	BEZEICHNUNG	STÜCKZAHL KG.	UG.	1.OG.	2.OG.	3.OG.	4.OG.	5.OG.	MASCHI. RAUM	GESAMT-STÜCK	GEWICHT PRO STCK kg	GESAMT-GEWICHT kg
101	⌀12 1140 1200 ‖ 22 GEWINDE M12 StA-I		2	2	2	2	2	2		12	1,19	14,30
102	MUTTER M12		2	2	2	2	2	2	4	16	0.01	0,16
103	UNTERLEGSCHEIBE f. M12		2	2	2	2	2	2	4	16	0.01	0,16
104	[10, L = 3640 FEUERVERZINKT		1	1	1	1	1	1		6	38.90	233,40
105	⌀12 1450 StA-I ‖ 22 GEWINDE M12								4	4	1.35	5.40
106	[16, L = 5580								2	2	209.80	419.60
107	I 14, L = 3420 mm								2	2	49.25	98.50
108	L 80x80x8, L = 1700								2	2	16.42	32.85
109	L 80x80x8, L = 1700								4	4	16.42	65.70
110	# 580/360/5								2	2	8.10	16.20
111	SCHRAUBE MIT MUTTER M10								8	8	0.10	0.80
112	SCHRAUBENBOLZEN M12, L = 230								4	4	0.25	1.00
113	MUTTER M12								4	4	0,01	0.05
114	I 14, L = 4110 MONTAGETRÄGER								1	1	59.20	59.20
115	# 400/400/6								2	2	7.70	15,20
116	L 40x80x6, L = 400								2	2	2.20	4.40
117	SCHRAUBE MIT MUTTER M10								6	6	0.10	0.60
118	I 14, L = 5580								1	1	80.35	80.35
119	I 20, L = 5950								2	2	155.50	311.00
120	SCHRAUBE MIT MUTTER M12								8	8	0,10	0,80
121	UNTERLEGSCH. FÜR M12. TGL 0435								8	8	0,01	0.10
GESAMTGEWICHT kg.												1359,77

GILT AUCH FÜR VARIANTE
6 - GESCHOSSIG

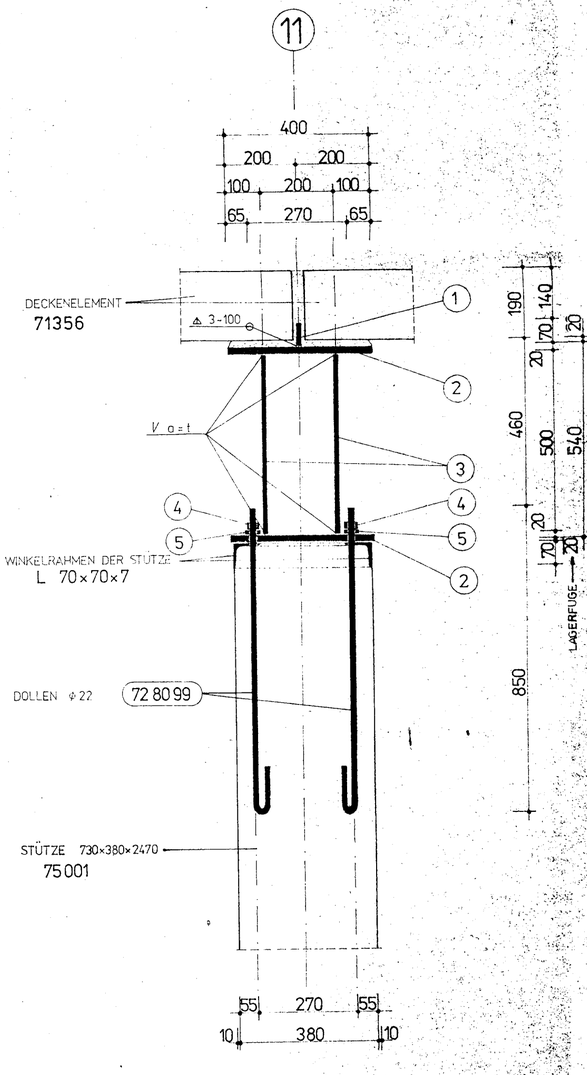
VEB Projektierung und Technologie Betrieb des VEB WBK Halle PB2

Feierabendheim / Pflegestation
2 Mp Streifenbauweise
KLEINEISEN - STÜCKLISTE

Blatt-NR. 23.409



GRUNDRISS M 1:25



SCHNITT A-A M 1:10

POS.	STCK.	BEZEICHNUNG	SCHNITTL. mm	GESAMTL. m	STUCK-GEWICHT	GESAMT-GEWICHT
1	10	SCHUBBLECH 70×100×8			0,44 kg	4,40 kg
2	2	STAHLPLATTE 400×20	5960	11,92	374,20 kg	748,16 kg
3	2	STAHLPLATTE 500×12	5960	11,92	280,91 kg	561,82 kg
4	4	MUTTER M 22			36,9 kg/1000 STCK.	0,148 kg
5	4	UNTERLEGSCHEIBE M 22			51 kg/1000 STCK.	0,204 kg

VE(B) Wohnungsbau Halle-Neustadt
Eing.: 20. APR. 1981
Techn. Vorplanung

POS. 1 : ST 38 u-2
POS. 2 UND 3 : ST 38 b-2*

Grundwerkstoff: ST 38 b-2, ST 38 u-2
TGL 13910/01 2
TGL 13506 C
Korrosionsschutz TGL 13510/08
TGL 18730/02 2
TGL 18708/06 2,5
TGL 11776 AK II A
TGL 13933/03
TGL 13933/02

Keine Fertigungsunterlage

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

VEB PROJEKTIERUNG UND TECHNOLOGIE
BETRIEB DES VEB WOHNUNGSBAU-KOMBINAT HALLE

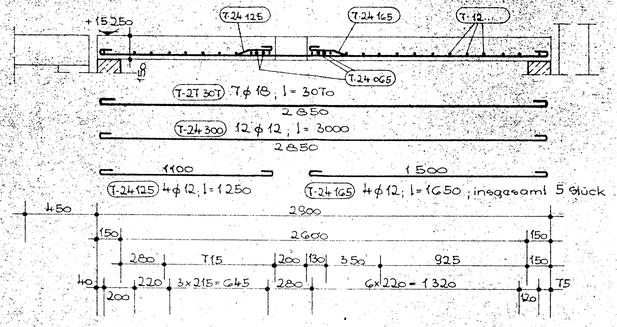
STAATSPLAN-NR. 75-32.31
PROJEKT-NR. 521-2205-07

FEIERABENDHEIM MIT PFLEGESTATION
BETTENHAUS 2 Mp STREIFENBAUWEISE
STAHLTRÄGER IN HA-STATION

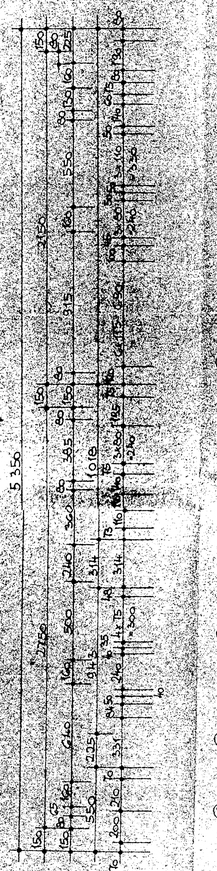
MASSSTAB 1:25,1:10
DATUM JAN. 81
BLATT-NR. 23.408

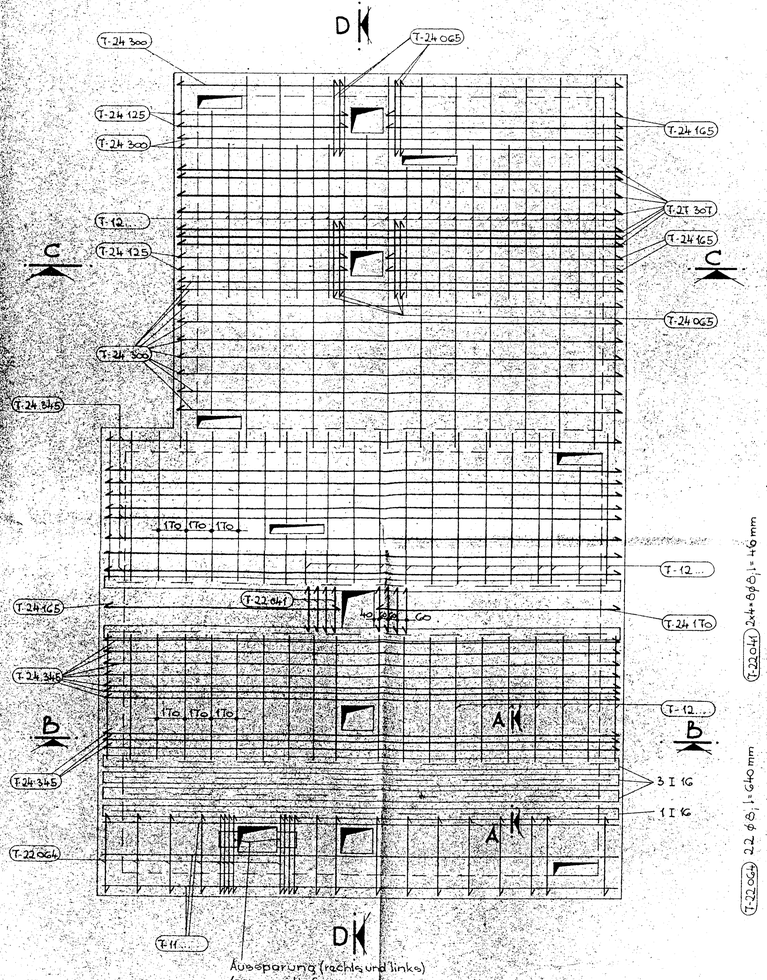
CHEFINGENIEUR | BEARBEITER | ZEICHNER | PRÜFER

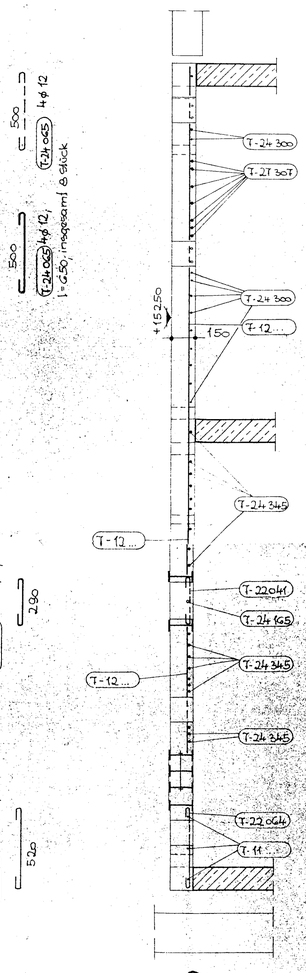
Schnitt C-C



Draufsicht



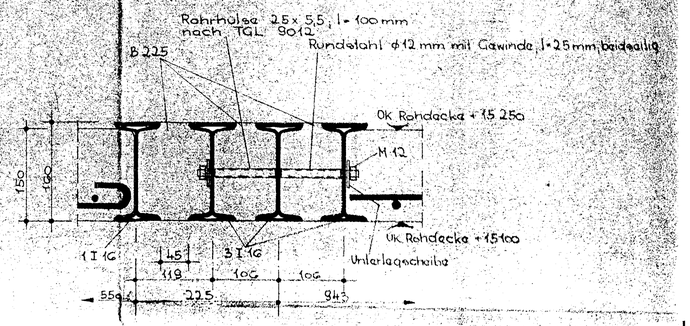




Schnitt D-D

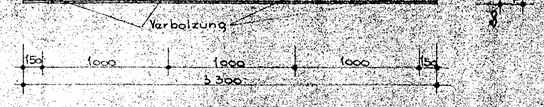
Stahlliste

Stab-Nr.	B-Stahl	ϕ	Stück	Schnittlänge mm	Gesamtlänge m ϕ 6,5	ϕ 8	ϕ 12	ϕ 18
T-11	A-I	6,5	VE	1 lfd. m	10,00			
T-12	A-I	8	VE	1 lfd. m		82,00		
T-22041	A-I	8	8	410		3,28		
T-22064	A-I	8	22	640		14,08		
T-24065	A-I	12	8	650			5,20	
T-24125	A-I	12	4	1250			5,00	
T-24165	A-I	12	5	1650			8,25	
T-24170	A-I	12	1	1700			1,70	
T-24300	A-I	12	12	3000			36,0	
T-24345	A-I	12	20	3450			69,0	
T-2T 30T	A-I	18	7	3070				21,49
Gesamtlänge m					10,00	93,36	125,15	21,49
Gewicht kg					2,60	39,25	111,13	42,98
Gewicht + 5% Verschnitt kg					2,73	41,21	116,69	45,13
Insgesamt kg					205,76			



Schnitt A-A

M 1:5



Anordnung der Verbolzung der 3 I 16

M 1:25

Stahlträger entrosten nach TGL 18730 Säuberungsgrad 2, Blatt 2. Nach dem Betonieren freiliegende Teile mit Korrosionsschutz nach TGL 18738, Anstrichsystem 203 versehen!

Kleineisenliste			
Bezeichnung	Stck.	Einzelgewicht kg	Gesamtgewicht kg
I 16, l = 3300 mm, nach TGL 0-1025	6	59,67	354,42
Rundstahl ϕ 12 mm, l = 255 mm	4	0,23	0,92
Rohrhülse 25 x 5,5, l = 100 mm nach TGL 9012	8	0,26	2,08
Mutern M 12 mit Unterlagscheiben	je 8	–	0,28

Betondeckung 20 mm

Eisen nach TGL 117-0112
Betongüte B 225
Größtkorn 25 mm
Zementart ZZ 3/375
Kornstrahlung u. Zementschlämme n. TGL 0-1045
Betonstahl St. A-I

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

VEB [illegible] COMBINAT [illegible] PROJEKTIERUNG DDR
VEB HOCHBAUPROJEKTIERUNG HALLE

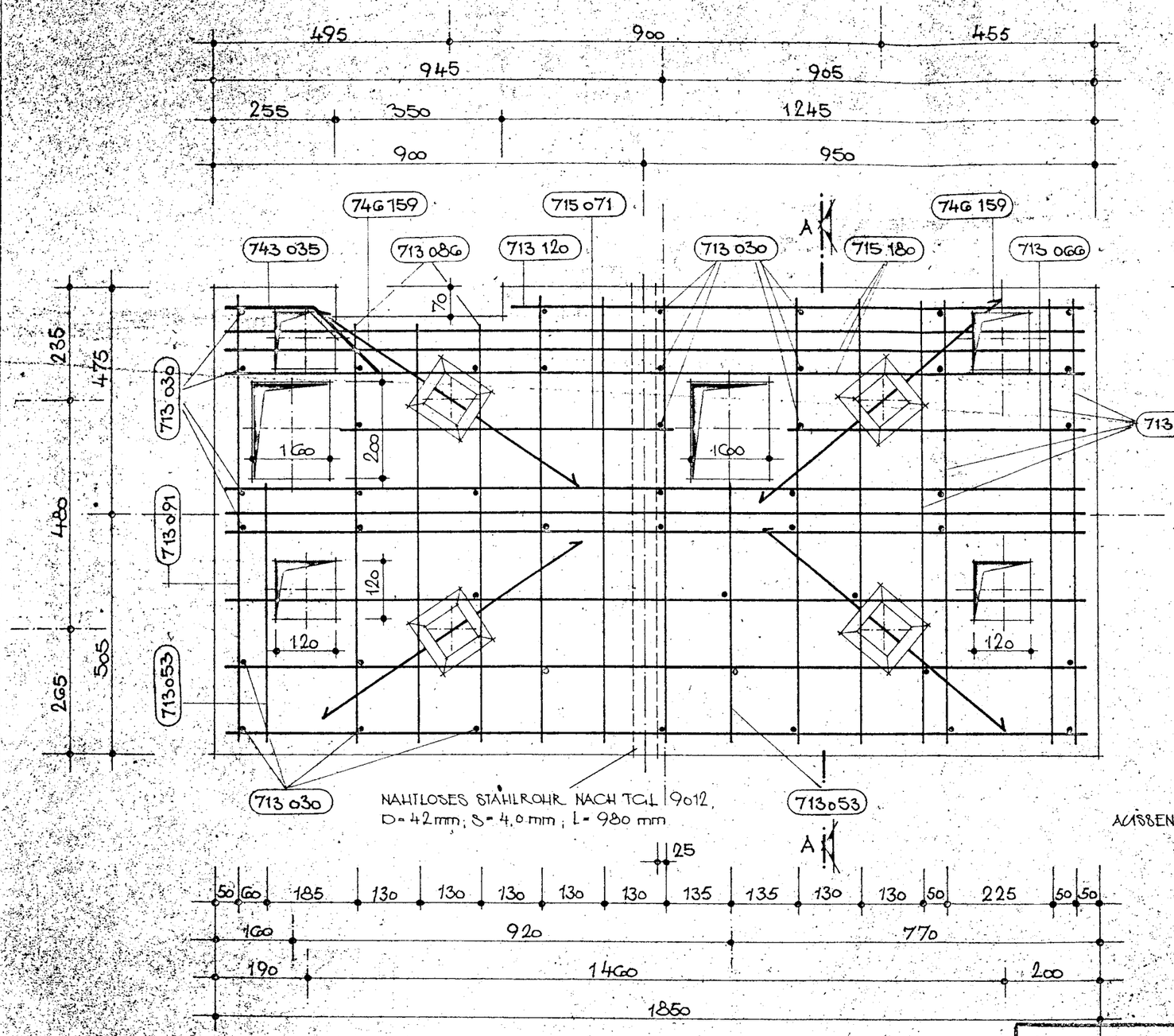
TS 32.31 521-2205-07

Pflegeheim 2 Mp Straßenbauweise
Aufzug Maschinenraum Schachtdecke
Bewahrungsplan

VE(B) Chemiekombinat Bitterfeld-Wolfen
Betrieb Leuna-Werke Walter Ulbricht
Betriebsteil Leuna-Neustadt
Eing.: 20. APR 1971
Techn. Vorplanung

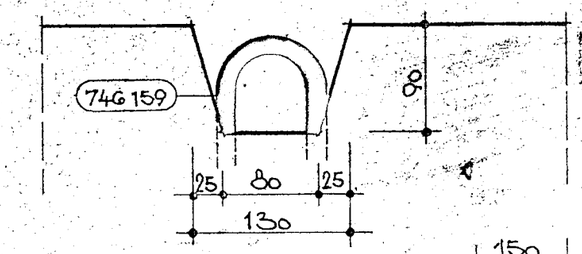
Maßstab 1:25
Blatt 1
Blattzahl 1
Datum 15.1.71
Bearb. [illegible]
Gez. [illegible]
Kontr. [illegible]
Verm. [illegible]
Sonder [illegible]

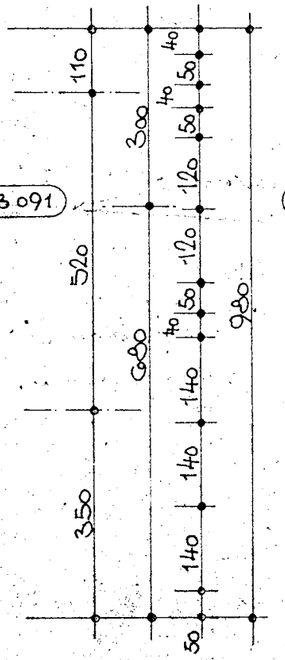
DRAUFSICHT AUF UNTERE BEWEHRUNGSLAGE

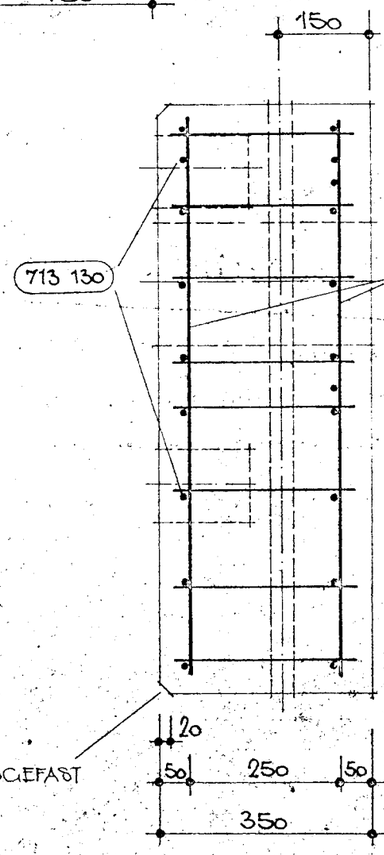


- RANDPUNKTE DER MATTEN VERSCHWEISSEN - AUSFÜHRUNGSKLASSE II
- ALLE ANDEREN PUNKTE AUSFÜHRUNGSKLASSE III
- ZUSATZWERKSTOFF NACH TGL 15793

SCHNITT DURCH TRAGOSENAUSSPARUNG







AUSSENKANTEN UNTER 45° ABGEFAST

SCHNITT A-A

SIEHE HIERZU ZEICHNUNG NR. 759.900-115 03
DES SBS DRESDEN VOM 7.01.77

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

Schweißtechnisch geprüft: i.V. Wanne
Halle/S., 3.5.78 Haake Schweißingenieur

Brigade-Ltr.	Gruppen-Ltr.	Bearbeiter	Zeichner	Anschlagmittel	Betongüte	Gesamtmasse	GK	Zugehörige Bl.	Datum	
		Sch	P. Schmidt	SEILGEHÄNGE	B 225	1417.2	8	23.420.1 / 2	APRIL 78	

VEB Projektierung und Technologie
Betrieb des VEB WBK Halle

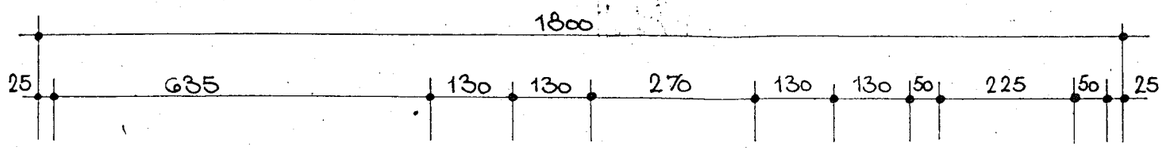
PFLEGEHEIM 2MP STREIFENBAUWEISE

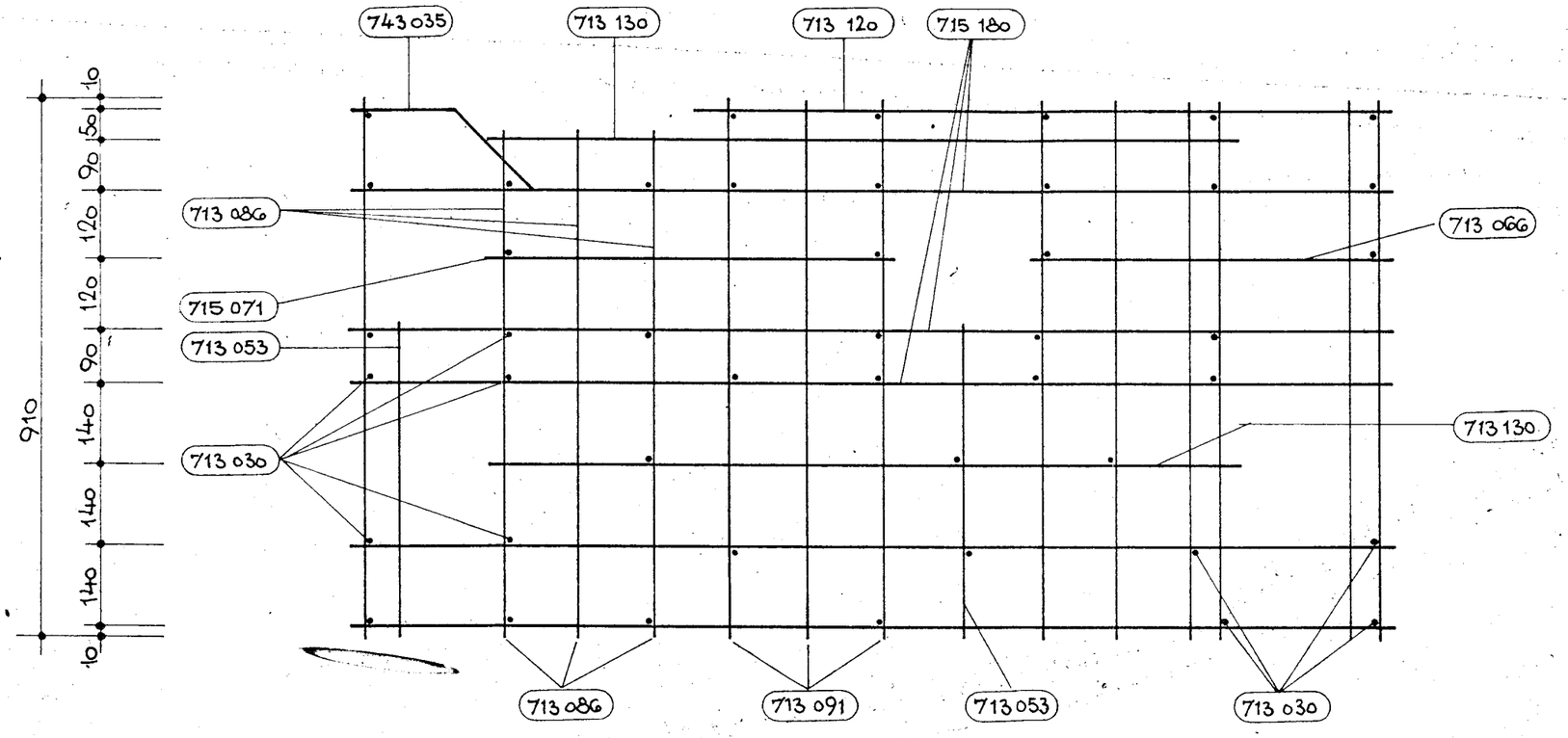
Katalog

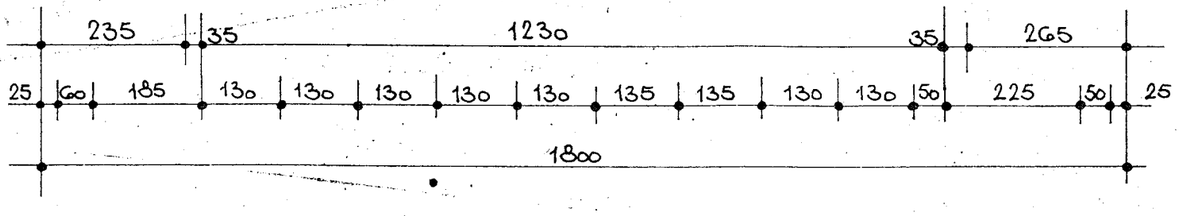
ANTRIEBSFUNDAMENT P 053

Elemente-Nr. 23.420 Blatt-Nr.

OBERE BEWEHRUNGSLAGE







- RANDPUNKTE DER MATTEN VERSCHWEISSEN - AUSFÜHRUNGSKLASSE II
- ALLE ANDEREN PUNKTE AUSFÜHRUNGSKLASSE III
- ZUSATZWERKSTOFF NACH TGL 15 793

GILT AUCH FÜR VAR. 6-GESCHOSSIG

Schweißtechnisch geprüft: i.V. Wune
Halle/S., 3.5.78 Hooke Schweißingenieur

Brigade-Ltr. Haase	Gruppen-Ltr. Kern	Bearbeiter Seidt	Zeichner P. Seidt	Anschlagmittel SEILGEHÄNGE	Betongüte B 225	Gesamtmasse 1417.2	GK 8	Zugehörige Bl. 23.420 /.2	Datum APRIL 78	VEB Projektierung und Technologie Betrieb des VEB WBK Halle	
										PFLEGEHEIM / 2 MP STREIFENBAUWEISE	
										OBERE BEWEHRUNGSMATTE	Katalog
										ANTRIEBSFUNDAMENT P 053	Elemente-Nr. 23.420.1 Blatt-Nr.

Stahlliste

Pos.	BSt A	ø	Schnittlänge mm	Stück	Ges.-Länge
713 030	I	10	300	46	13,80
743 035	I	10	350	2	0,70
713 053	I	10	530	4	2,12
713 066	I	10	660	2	1,32
713 086	I	10	860	6	5,16
713 091	I	10	910	20	18,20
713 120	I	10	1200	2	2,40
713 130	I	10	1300	2	2,60
715 071	I	14	710	2	1,42
715 180	I	14	1800	14	25,20
746 159	I	16	1590	4	6,36

Brigade - Ltr.	Gruppen - Ltr.	Bearbeiter	Zeichner
Lauc	Ker		

Vorgefertigte Bewehrungseinheiten

Endmontage		Fertigungsablauf ←		←	
Bezeichng.	Stück	Bezeichng.	Stück	Bezeichng.	Stück

Sonstiges für Preisbildung:

Bemerkungen:

ANTRIEBSFUNDAMENT P 053 GEMÄß ZEICHNUNG NR 759 900 - 1.15 03 DES SBS DRESDEN VOM 7.01.77

Einbaumaterial

Teil	Bezeichnung	Menge	kg
Summe			

Beton

Betongüte	ϑ-Dichte	Volumen dm³	kg
B 225	2,3	586,0	1347,8
Summe			1347,8

Bewehrung

Betonstahlgüt	ø	Gesamt-Länge	Gesamt-Gewicht	kg
A-I	10	44,30		27,33
A-I	14	26,62		32,21
A-I	16	6,38		10,05
Summe				69,59

Gesamtmasse 1417,2

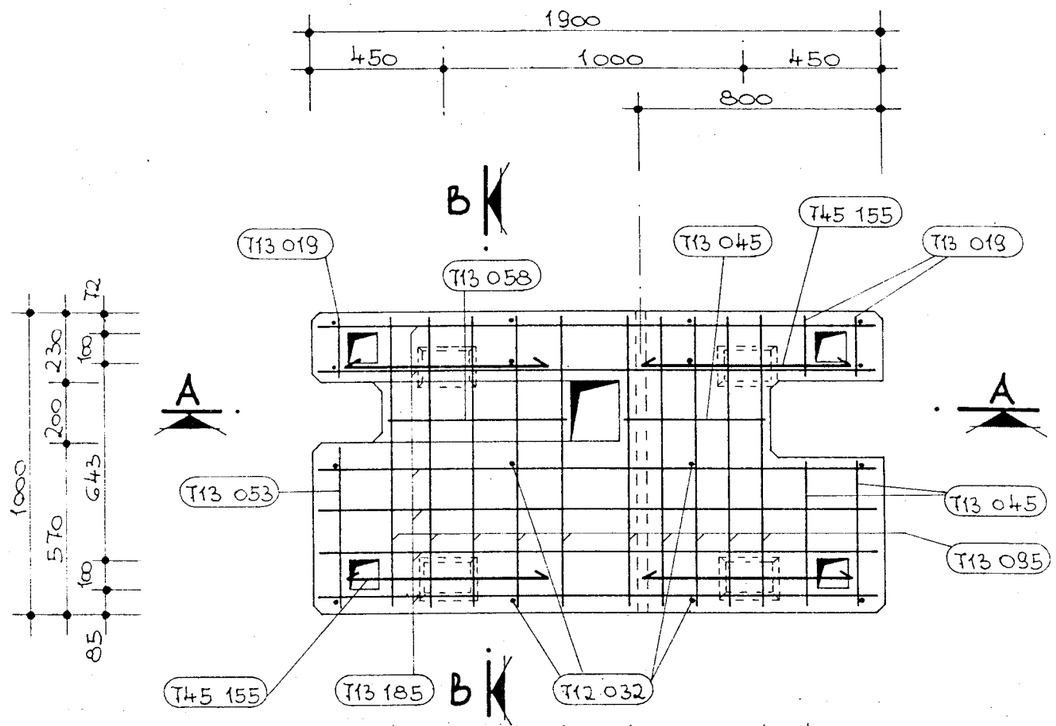
Anschlagmittel	Betongüte	Gesamtmasse	GK	Zugehörige Bl.	Datum
SEILGEHÄNGE	B 225	1417,2	8	1, 2	APRIL 78

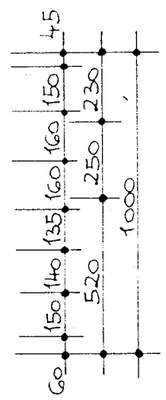
VEB Projektierung und Technologie
Betrieb des VEB WBK Halle

PFLEGEHEIM 2MP STREIFENBAUWEISE

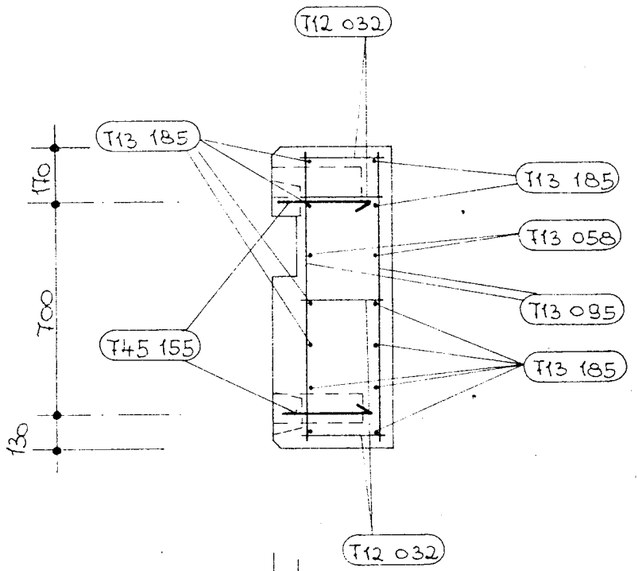
ANTRIEBSFUNDAMENT | Katalog:

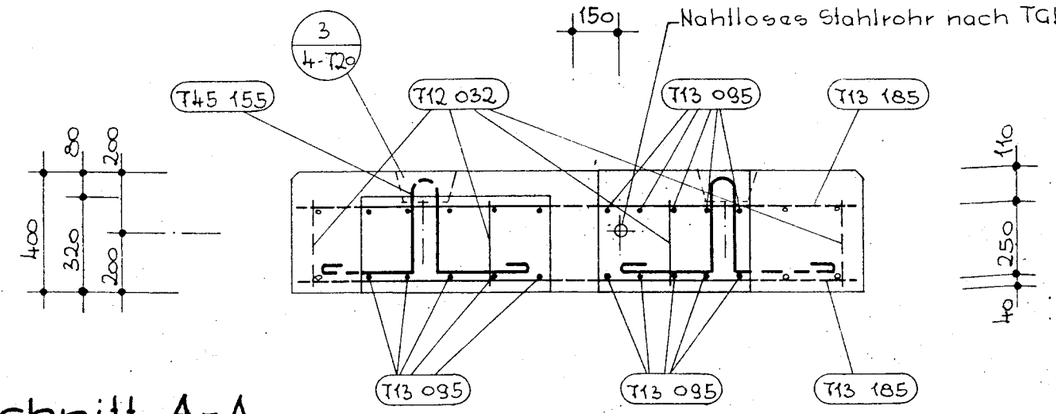
Materialliste | Elemente - Nr. | 23.420.2 Blatt - Nr.





Schnitt B-B





Schnitt A-A

Nahtloses Stahlrohr nach TGL 9012; D=42mm; s=4,0mm; l=1000mm

Randpunkte der Matten verschweißen – Ausführungsklasse II
Alle anderen Punkte Ausführungsklasse III

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG.

VEB Projektierung und Technologie
Betrieb des VEB WBK Halle

Pflegeheim 2 Mp Streifenbauweise

Katalog 741

e-	Gruppen-Ltr.	Bearbeiter	Zeichner	Anschlagmittel	Betongüte	Gesamtmasse	GK	Zugehörige Bl.	Datum	Antriebsfundament P 161	74201 Element-Nr.	23.421 Blatt-Nr.
Grunert			A. Posada	Seilgehänge	B 225	1542.0	8	23.421 1	Dez. 76			

Stahlliste

Pos.	Bst. A	ø	Schnittlänge mm	Stück	Ges.-Länge m
T12 032	I	8	320	16	5,12
T13 019	I	10	190	6	1,14
T13 045	I	10	450	6	2,70
T13 053	I	10	530	2	1,06
T13 058	I	10	580	2	1,16
T13 095	I	10	950	20	19,00
T13 185	I	10	1850	12	22,20
T45 155	I	14	1550	4	6,20

Vorgefertigte Bewehrungseinheiten

Endmontage ← Fertigungsablauf ←

Bezeichng.	Stück	Bezeichng.	Stück	Bezeichng.	Stück

Sonstiges für Preisbildung :

Bemerkungen :

Einbaumaterial

Teil	Bezeichnung	Menge	kg
Stahlrohr	Nahtloses Stahlrohr nach TGL 9012; D = 42 mm; s = 4 mm l = 1000 mm	1	3,75
Summe			3,75

Beton

Betongüte	g-Dichte	Volumen dm³	kg
B 225	2,3	652	1499,6
Summe			1499,6

Bewehrung

Betonstahlgüt	ø	Gesamt-Länge	Gesamt-Gewicht	kg
A - I	8	5,12	2,02	
A - I	10	47,26	28,16	
A - I	14	6,20	7,50	
Summe				38,68
Gesamtmasse				1542,0

GILT AUCH FÜR VARIANTE 6-GESCHOSSIG

VEB Projektierung und Technologie
Betrieb des VEB WBK Halle
Pflegeheim 2 Mp Streifenbauweise
Katalog 741

Brigade-Ltr.	Gruppen-Ltr.	Bearbeiter	Zeichner	Anschlagmittel	Betongüte	Gesamtmasse	GK	Zugehörige Bl.	Datum	Antriebsfundament P 161 Materialliste	74201 Elemente-Nr.	23421.1 Blatt-Nr.
Lange			A. Rorada	Seilgehänge	B 225	1542,0	8	23.421	Dez. 76			

16 Rahbauelemente Holz

Lfd. Nr.	EDV Nr.	Bezeichnung	Hauptabmessungen Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Dicke mm	Stück gew. Kp	STÜCK / GESCHOSS UG.	1.OG	2.OG	3.OG	4.OG	5.OG	DR	Masch.-Haus ü 18.050	Masch.-Haus ü 18.050	Gesamt-stück-zahl
1	70505	Brüstungsblock am Mittelgang	1760	-	1515	290	916	-	-	-	-	-	-	2	-	-	2
2	70507	Element am Treppenhaus	2210	-	1245 (1330)	290	1017	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
3	70511	Element über Mittelgang	1070	-	1245	250	402	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
4	70512	" "	2235	-	1245	250	903	-	-	-	-	-	-	2	-	-	2
5	70524	Längs-u. Giebelwandelement	3570	-	1245	250	1535	-	-	-	-	-	-	14	-	-	14
6	70525	Längswandelement	3945	-	1245	250	1814	-	-	-	-	-	-	2	-	-	2
7	70526	" "	3945	-	1245	250	1814	-	-	-	-	-	-	2	-	-	2
8	70527	" "	3780	-	1245	250	1694	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
9	70528	" "	3780	-	1245	250	1694	-	-	-	-	-	-	3	-	-	3
10	70529	" "	3680	-	1245	250	1622	-	-	-	-	-	-	2	-	-	2
11	70530	" "	3680	-	1245	250	1622	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
12	70536	" "	640	-	1245	290	268	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1

Standort:

Projekt-Nr.: 521-2205-07
Dat.: 10.2.1981

VEB Projektierung u. Technologie Halle
Betrieb d. VEB WBK Halle, PB 2

Feierabendheim mit Pflegestation
Bettenhaus -.6-geschossig
2 Mp-Streifenbauweise
Rohbauelementeliste
Außenwanddrempelelemente

Blatt Nr. 23.319

Lfd. Nr.	EDV Nr.	Bezeichnung	Hauptabmessungen				Stück gew. Kp	Stück/Geschoß									Gesamt-stück-zahl
			Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Dicke mm		UG	1.OG	2.OG	3.OG	4.OG	5.OG	DR	Masch.-Haus u.18.050	Masch.-Haus ü.18.050	
13	70537	Differenzelement	890	-	1245	290	388	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
14	70538	" "	1840	-	1245	290	821	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
15	70539	" "	760	-	1245	190	398	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
16	70540	" "	600	-	1245	190	277	-	-	-	-	-	-	2	-	-	2
17	70541	" "	1800	-	1245	290	749	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
18	70542	Giebelement+Längswand (Bewegungsfuge)	3570	-	1245	250	1546	-	-	-	-	-	-	5	-	-	5
19	70543	"	5970	-	1245	250	2662,3	-	-	-	-	-	-	1	-	-	1
20	70544	"	5970	-	1245	250	2662,3	-	-	-	-	-	-	2	-	-	2
21	70545	Längswandelement	3410	-	1245	250	1450	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2
22	70546	Giebelelement	4020	-	1245	250	1882	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1
23	70547	Außendrempel Maschinenraum (Fries)	3050	-	540	190	715	-	-	-	-	-	-	-	-	10	10
24	70548	"	1780	-	540	190	417	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1
25	70549	"	4320	-	540	190	1023	-	-	-	-	-	-	-	-	1	1

Standort:

Projekt-Nr.: 521-2205-07
Dat.: 10.2.1981

VEB Projektierung u. Technologie Halle
Betrieb d.VEB WBK Halle, PB 2

Feierabendheim mit Pflegestation
Bettenhaus - 6-geschossig
2 Mp-Streifenbauweise
Rohbauelementeliste
Außenwanddrempelelemente

Blatt-Nr. 23.320

17 Kleineisenkiste

lfd.Nr.	Katalog	Detail / Blatt-Nr.	Bemerkungen	Stck kp	Stck/Geschoß								Stck ges.
					UG.	1.OG.	2.OG.	3.OG.	4.OG.	5.OG.	DR.G.	Masch.haus	
1	700	1u.2/1	teilw. L-Variante einbauen., s.Zeichn.	5.62							124	16	140
2	700	3/1		2,33							6	16	22
3													
4	780	2/2		0.22	3	4	4	3	3	3			20
5													
6	792	1.1/3	feuerverzinkt	0,40	18	19	19	19	19	19			113
7	792	1.2/3	"	0.28	18	19	19	19	19	19			113
8	792	1.3/3		0,11	18	19	19	19	19	19			113
9	Verb.Details	4/007	feuerverzinkt	0,75	26	26	26	26	26	26		4	160
10	-"-	1,2,3,5/007		0,07	26	26	26	26	26	26		4	160
11	792	1/7	feuerverzinkt	3,75	1	1	1	1	1	1			6
12	792	1.3/19	"	0,06	3	3	3	3	3	3		6	24
13	792	1.7/19		0,44	3	3	3	3	3	3		6	24
14	792	1.9/19		0,33	3	3	3	3	3	3		6	24
15	792	1/15		0,38	42	42	42	42	42	42			254
1a	700	1 u. 2/1	Var. Schweißverbindung n.Bl.1A/700	0,54							124	16	140
2a	700	3/1	-"-	0,79							6	16	22

Projekt-Nr. 521-2205-07

geänd.: Okt. 1978

VEB Projektierung u. Technologie Halle-Betrieb des VEB WBK Halle PB2

FEIERABENDHEIM / PFLEGESTATION
2 MP - STREIFENBAUWEISE
BETTENHAUS
KLEINEISENLISTE

Blatt Nr. 23.35c

18 Statische Berechnung

2 6. MAI 1961
Techn. Vorplanung

Statische Berechnung
für
Feierabendheim - Bettenhaus 176 Plätze
(6-geschossig)

Projekt-NR: 521 - 2205 - 07

		Seite
Pos. 1	Gebäudeaussteifung	2 - 5
Pos. 2	Lastannahmen	6 - 7
Pos. 3	Lastzusammenstellung der Wandscheiben	8 - 27
Pos. 4	Nachweis einzelner Bauglieder bezw. Wandteile	30 - 50
Pos. 5	Gründung	60 - 75
ohne Pos.-NR. *	Berechnung des Aufzugschachtes	91 - 131
ohne Pos.-NR *	Haupttreppenanlage	151 - 159

* aus Projekt Bettenhaus 5-gesch. übernommen
Proj.-NR. 521 - 1913 - 07

Celle, 5. April 1981

Name
(Proj. Lt.)

Herrmann
(Bearbeiter)

Vorbemerkung

Das vorliegende Projekt beinhaltet die Erhöhung des Gebäudes um eine Etage, d.h. von 5 auf 6 Geschosse. Auf eine Unterkellerung wird völlig verzichtet.

Als Basis für die statische Berechnung dieses 6-geschossigen, nicht unterkellerten Gebäudes dient die Berechnung des 5-geschossigen Gebäudes gemäß Projekt-NR.: 521-1913-07.

Detaillierte Festlegungen dazu wurden am 13.06.80, s. Niederschrift vom 16.06.80 gemäß Anlage 1, getroffen.

POS. 1. Gebäudeaussteifung (gemäß Anlage 1 der Vorschrift 50/76)

1.1 Allgemeines

	n = 6	< 7
max	h_s = 2800 mm	< 3300 mm
max	a = 3600 mm	< 7200 mm

Die Deckenscheiben sind durch Ringanker, 2 ⌀ 10 St A-I, zu biegesteifen Scheiben zusammengefaßt.

Die Längswände sind etwa im Gebäudemitte und die Querwände regelmäßig, $a \leq 3600$ mm, angeordnet. Längs- und Querwände stehen orthogonal zueinander.

Pos. 1.2 Aussteifung in Gebäudequerrichtung

Wanddicken : d = 190 mm > 160 mm

Decken : Rundloch- und Volldecken aus Stahlbeton St A-I u. Beton B 225.

Pos. 1.2.1 Mindestbreite der Querwandscheibe nach Formel (1):

$$\min b = 1{,}3\sqrt{H} \quad ; \; H = 6 \times 2{,}80 = 16{,}80 \text{ m}$$

$$= 1{,}3 \cdot \sqrt{16{,}8} = 5{,}23 \text{ m} \quad < 6{,}0 \text{ m}$$

$$> 4{,}8 \text{ m}$$

Pos. 1.2.2 Mindestbreite der Querwandscheibe nach Formel (2):

$$\min b = \sqrt{0{,}31 \; \frac{H \cdot h_s \cdot a}{g_D \cdot a + g_W \cdot h_s}}$$

$H = 16,80\ m$

$h_s = 2,80\ m$

$a = 3,60\ m$

$g_D = 0,32 + 0,06 = 0,38\ Mp/m^2$

$g_w \geq 20 \times 0,023 = 0,46\ Mp/m^2$

$$\min b = \sqrt{0,31 \cdot \frac{16,8 \cdot 2,8 \cdot 3,6}{0,38 \cdot 3,6 + 0,46 \cdot 2,8}}$$

$$= \sqrt{0,31 \times 63,759}$$

$$= 4,44\ m \quad < 4,80\ m.$$

Im jeder Achse ist mindestens eine Querwand ohne Öffnung der Länge 4,80 m vorhanden.

Pos. 1.3 Aussteifung in Gebäudelängsrichtung

Wanddicke: $d = 190\ mm > 160\ mm$

Öffnungen mit $1200\ mm > 1000\ mm = w$

Entsprechend Abschnitt 2.6 und 3.13 wird der Nachweis gemäß Formel (9) geführt.

$$\min b_K = \sqrt{0,31 \frac{H \cdot h_s \cdot B'}{k_{2,k}\,(0,44 \cdot c \cdot g_D \cdot l + g_w \cdot h_s)}}$$

$H = 16,80\ m$

$h_s = 2,80\ m$

$B' = 17,78\ m$

$c = 1$

$l = 1,98/2 \approx 1,0\ m$

$$K_{2,K} = \frac{1}{b_K \cdot 3} \cdot \sum_{j=1}^{m} m_j \cdot b_j^3$$

$b_K = 3,60\ m$

$b_j = 3,60\ m = b_K$

$m_j = 8$

$$K_{2,K} = \frac{1}{3,6 \cdot 3} \cdot 8 \cdot 3,6^3$$

$K_{2,K} = 34,55$

$$\min b_K = \sqrt{0,31 \; \frac{16,8 \cdot 2,8 \cdot 17,78}{34,55(0,144 \cdot 1 \cdot 0,38 \cdot 1,0 + 0,46 \cdot 2,8)}}$$

$$= \sqrt{0,31 \cdot 836,37 \;/\; 34,55 \cdot 1,343}$$

$$= \sqrt{259,275 / 46,39}$$

$\min b_K = 2,36\ m < 3,60\ m = b_{K\,vorh.}$

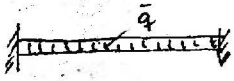
Damit ist eine ausreichende Längsaussteifung vorhanden. Die betrachteten Teilscheiben mit $b_K = b_j = 3,60\,m$ werden aus je 2 Elementen mit $l = 1,80\,m$, Stahlbetonfertigteilelemente mit entsprechendem Fugenschluß, gebildet. Die dazwischenliegenden Öffnungselemente, $l = 1,80\,m$ Einzelformfertigung, haben eine Öffnungsweite von 1200 mm und eine Schaftbreite von 290 mm einschließlich Fugenschluß. Deshalb werden nur die Vollwandelemente, durch den durchgehenden Ringanker in Deckenebene zusammengefaßt, als Teilscheiben betrachtet.

Die Ergebnisse der Punkte 1.1 - 1.3 zeigen, daß der Lastfall Wind bei der Berechnung des Haupttragsystems unberücksichtigt bleiben darf

Pos. 1.4 Ringanker und Deckenscheibenbewehrung

Gemäß Abschnitt 7.1.4.2 der Vorschrift 50/76 werden über jeder Wand und in den umlaufenden Fugen $1{,}5\ cm^2$ St A-I $\hat{=}$ 2 ⌀ 10 als Ringankerbewehrung eingelegt.

Die Verbindung der Deckenplatten wird nach Abschnitt 6.2.3.4, insbesondere Formel 15, hergestellt und berechnet.



$M_a = -M_b = \bar{q} \cdot l^2/12$

$\bar{q} = q - g_1$ (aus Belastungszusammenstellung)

p	= 150 kp/m²	×
p_W	= 125 "	×
g_1	= 320 "	
g_2	= 60 "	×
$q - g_1$	= 335 kp/m²	××

$M_a = 335 \cdot 3{,}6^2/12 = 363$ kpm/m

$$f_{e,V} = \frac{\nu_c \cdot |M_{s,V}|}{\sigma_s \cdot 0{,}9 \cdot h} \geq 0{,}5\ cm^2/m \qquad (15)$$

$M_{s,V} = \vartheta_V \cdot M_a = 0{,}14 \times 363$

$$f_{e,V} = \frac{1{,}6 \times 0{,}14 \times 36300}{2400 \cdot 0{,}9 \cdot 10} = 0{,}378\ cm^2/m < 0{,}5\ cm^2/m$$

gew.: Pro Fuge, e = 1.2 m, 1 ⌀10 St A-I

$\hat{=} 0.785/1.2 = 0{,}65\ cm^2 > 0{,}50\ cm^2/m$

Verankerungslänge nach TGL 0-1045, Abs. 14.4

$1.2 \cdot a_s = 1{,}2 \times 35 \times 10 = 420$ mm

bei Vergußbeton ≧ B 160:

Einbaulänge der Zulage: 900 mm

Pos. 2 Allgemeine Lastannahmen

(entsprechend der Ursprungsstatik
Proj.-NR. 521-1913-07)

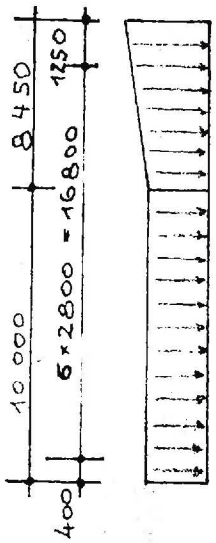
1. Verkehrslasten n. TGL 32274

- Dachdecke $p = 75$ kp/m² LF: 1,4
  $s = 70$ kp/m² (Schneegebiet II). LF: 1,4
- Decke über letztem Geschoß
  $p = 75$ kp/m² LF: 1,4
- Geschoßdecken
  $p = 150$ kp/m² LF: 1,4
- Trennwandzuschlag
  $p_w = 125$ kp/m² LF: 1,4
- Flur (Mittelgang) einschl. Treppenhaus
  $p = 300$ kp/m² LF: 1,3
- Loggiadecken
  $p = 400$ kp/m² LF: 1,3

Die Abminderung der Verkehrslasten erfolgt nach Blatt 03 Tabelle 9 mit
Verkehrslast der Dachdecke (Schnee) wird nicht abgemindert; deshalb $m = 5$

$$\beta_1 = 0,3 + 0,6/\sqrt{5}$$
$$= 0,3 + 0,6/2,24 = 0,3 + 0,268$$
$$\beta_1 \approx 0,568$$

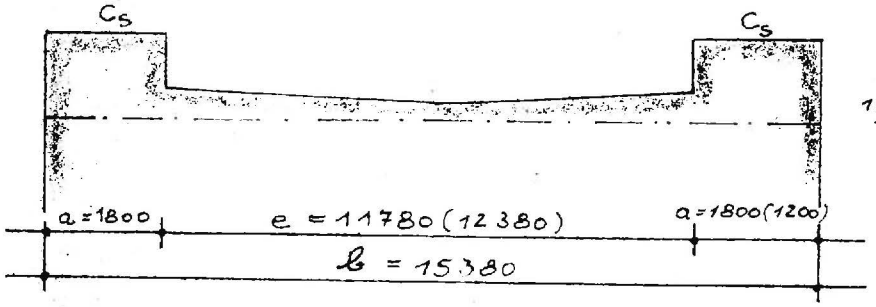
2. Windbelastung nach TGL 32274/07

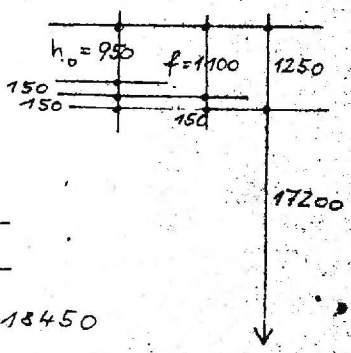


0 - 10 m ü.Gel. : $q_0 = 55$ kp/m²

10 - 20 m ü.Gel : $q_0 = 75$ kp/m²

Lastfaktor : 1,2





$h = 17200 + 1250 = 18450$

Tabelle 4 / Nr. 2:

$4 \cdot h_o < e$

$4 \cdot 0{,}95 = 3800 < 11780$

Luvseite : $c = +0{,}8$

Leeseite : $c = -0{,}6$

$\Sigma c = 1{,}4$

Tabelle 4 / Nr. 5

$h/b = 18450 / 15380 = 1{,}19 \approx 1$

$l/b = 60255 / 15380 = 3{,}92 > 2$

$h/f = 18450 / 1100 = 16{,}77 > 1$

für $\alpha < 0°$:

$c_1 = -0{,}7$

$c_2 = -0{,}5$

$c_3 = -0{,}6$

$c_s = -1{,}3$

$a = 0{,}10 \cdot b = 1540$

$1000 < 1540 : 2000 \rightarrow a = 1800(1200)$

Pos. 3 Lastzusammenstellung der Wandscheiben

Die Nachweise werden geführt für:

- Wände im Untergeschoß
- Decke - Wand - Knoten in Decke über Untergeschoß
- Fuge im OK - Fundament

Die sich ergebenden Betongüten gelten für alle entsprechenden Elemente. Eine Abstufung der Betongüten in den einzelnen Geschossen erfolgt nicht.

Pos. 3.01 Querwand - Wohnungstrennwand; Achsmaß: 3,60 m

Pos. 3.01.10 Belastung:

Decke ü. UG - 5.OG: 0,320 · 3,6 · 6 = 6,912 Mp/m
Wand UG - 5.OG: 0,20 · 2,60 · 2,4 · 6 = 7,488 "
g_1 = 14,400 Mp/m

Pos. 3.01.11 Fußboden und Dachaufbau

Decke ü. 5.OG: 0,260 · 3,6 = 0,940 Mp/m
Decke ü. UG - 4.OG: 0,060 · 3,6 · 5 = 1,080 "
g_2 = 2,020 Mp/m

Pos. 3.01.11a Loggarückwände (Paneele)

Elemente 79409 bzw. 79410: 0,350 · 5 G_{Pan} = 1,750 Mp

Pos. 3.01.12 Verkehrslasten

Decke ü. 5.OG: 0,075 · 3,6 = 0,270 Mp/m
Decke ü. UG - 4.OG: 0,150 · 3,6 · 5 = 2,700 "
p = 2,970 Mp/m

Abminderung n. TGL 32274/03 (s.a. Pos. 2)

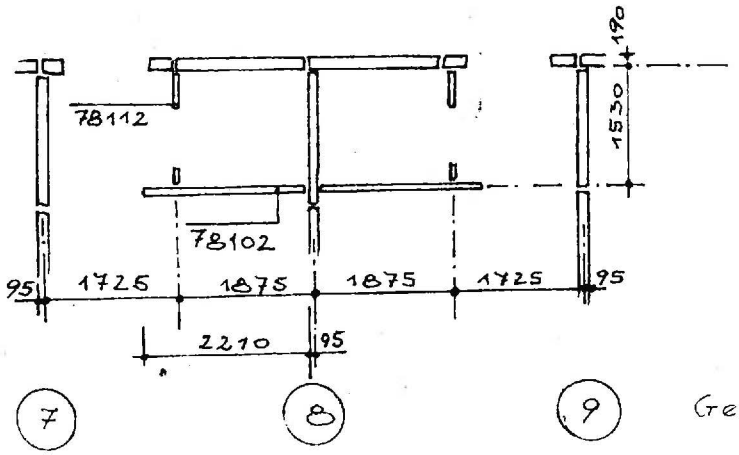
$\bar{p}$ = 0,27 + 2,700 · 0,568 = 1,804 Mp/m

Pos. 3.01.13 Zusammenstellung

Eigengewicht	g_1	= 14,400 Mp/m
Fußboden u. Dach	g_2	= 2,020 "
Verkehrslast	$\bar{p}$	= 1,804 "
	g	= 18,224 Mp/m
Loggiarückwände (Paneele)	G_{Pan}	= 1,750 Mp

Zusatzbelastung aus Trennwandzuschlag:

Belastung durch die Elemente 78102 (∥ zur Innenlängswand mit G = 784 kg) und 78112 (⊥ zur Innenlängswand mit G = 282 kg) im Bereich der Bettenräume. Diese Räume sind fortlaufend angeordnet (Reihung)



Gebäudeachsen

Aus Element 78102 ergeben sich:

für Achse 8: $\bar{G}_{TW1} = 2 \times 2{,}40 \times (0{,}784 + 0{,}016)/3{,}6 = 1{,}07$ Mp/Geschoß

Für die Belastung im Erd- bezw. Untergeschoß ergibt sich die Belastung aus den 5 Obergeschossen zu

$$G_{TW1} = 5 \times 1{,}07 = 5{,}35 \text{ Mp}$$

für Achse 7 u. 9: $\bar{G}_{TW1} = 2 \times 1{,}20 \times (0{,}784 + 0{,}016)/3{,}6 = 0{,}535$ Mp/Geschoß

Da die Querwände bei d = 190 mm ein sehr hohes Eigengewicht gegenüber der TW haben, werden die Achsen 7 u. 9 ebenfalls rechnerisch mit G belastet.

Aus Element 78112 ergibt sich, für alle 3 Achsen gleich,

$$\bar{G}_{TW2} = 2 \cdot 1{,}875 \cdot (0{,}282 + 0{,}018)/3{,}6 \cdot 1{,}5 = 0{,}208 \text{ Mp/m u. Geschoß}$$

$$G_{TW2} = 5 \times 0{,}208 = 1{,}04 \text{ Mp/m} \quad \text{für 5 Obergeschosse}$$

Pos. 3.01.14 Vertikallasten (6,0 m Wandlänge)

G_1 = 14,400 × 6,0	=	86,400 Mp
G_2 = 2,020 × 6,0	=	12,120 "
G_{TW1} =		5,350 "
G_{TW2} = 1,042 × 1,50	=	1,600 "
G_{Pan} =		1,750 "
	ΣG =	107,220 Mp
1,804 × 6,0 =	ΣP =	10,830 Mp
	ΣV =	118,050 Mp

Pos. 3.01.14.1 Vertikallasten (4,80 m Wandlänge)

G_1 = 14,400 × 4,80	=	69,120 Mp
G_2 = 2,020 × 4,80	=	9,696 "
G_{TW1} =		5,350 "
G_{TW2} = 1,042 × 1,50		1,600 "
G_{Pan} =		1,750 "
	ΣG =	87,516 Mp
1,804 × 4,80 =	ΣP =	8,659 Mp
	ΣV =	96,175 Mp

Pos. 3.02 Loggiaschaft; Loggia ohne Fußbodenbelag! Achsmaß: 3,60 m

Pos. 3.02.10 Eigengewicht

Decke ü. UG. - Decke ü. Erdgeschoß:	0,320 × 3,60 × 7 =	8,064 Mp/m
Wände UG. - 5. OG.:	0,20 × 2,60 × 2,400 × 6 =	7,488 "
Wand im Erdgeschoß:	0,20 × 1,50 × 2,400 =	0,720 "
	g_1 =	16,272 Mp/m

Pos. 3.02.11 Dachaufbau:

über Erdgeschoß:	0,050 × 3,60 =	0,180 Mp/m
über 5. OG.	0,260 × 3,60 =	0,936 "
	g_2 =	1,116 Mp/m

Pos. 3.02.12 Verkehrslasten:

über Treppe:	0,075 · 3,60	=	0,270	Mp/m
über 5. OG.:	0,075 · 3,60	=	0,270	"
Decke ü. UG. – 4. OG.:	0,400 · 3,60 · 5	=	7,200	"
			p = 7,740	Mp/m

Abminderung nach TGL 32274/03 (s. a. Pos. 2):

$\bar{p} = 0,27 + 7,470 \cdot 0,568 = 4,513$ Mp/m

Pos. 3.02.13 Zusammenfassung:

Eigengewicht:	g_1	= 16,272	Mp/m
Dachaufbau:	g_2	= 1,116	"
Verkehrslast:	$\bar{p}$	= 4,513	"
	g	= 21,901	Mp/m

Einzellast aus Loggiabrüstung:

Treppenelement, EDV-Nr. 70524 = 1,536 Mp

Loggiabrüstung aus Stahlrahmen und Drahtglas gemäß Blatt-Nr. 2.422 der Entwurfszeichnungen:

0,100 · 5 = 0,500 Mp

G_4 = 2,036 Mp

Pos. 3.02.14 Vertikallast:

G_1 =	16,272 · 1,2	=	19,526 Mp
G_2 =	1,116 · 1,2	=	1,339 "
G_4 =			2,036 "
		ΣG =	22,901 Mp
	4,513 · 1,2 =	ΣP =	5,416 Mp
		ΣV =	28,317 Mp

Pos. 3.03. Querwand - Trockhonsräume Achse (5-12)

In diesem Bereich sind zwischen den Achsen 6 u. 10 Vollbetondecken mit einer Dicke d = 140 mm eingesetzt. Der hier zur Anwendung kommende höhere Fußbodenaufbau (d = 95 mm) ist mit Sickerwasserdichtung versehen.

Achsabstand : 3,60 m

Pos. 3.03.10 Belastung

Decke ü. UG. - 4. OG. :	0,336 · 3,6 · 5	= 6,048	Mp/m
Decke ü. 5. OG.	0,320 · 3,6 · 1	= 1,152	"
Wand UG. - 5. OG.	0,20 · 2,6 · 2,4 · 6	= 7,488	"
		g_1 = 14,688	Mp/m

Pos. 3.03.11 Fußboden- u. Dachaufbau

Decke ü. 5. OG	0,26 · 3,6	= 0,94	Mp/m
Decke ü. UG. - 4. OG :	0,19 · 3,6 · 5	= 3,42	"
		g_2 = 4,36	Mp/m

Pos. 3.03.12 Verkehrslasten

Decke ü. 5. OG.	0,075 · 3,6	= 0,27	Mp/m
Decke ü. UG. - 4. OG.	0,200 · 3,6 · 5	= 3,60	"
		p = 3,87	Mp/m

Abminderung n. TGL 32274/03 (s.a. Pos. 2):

$\bar{p}$ = 3,60 · 0,568 + 0,27 = 2,315 Mp/m

Pos. 3.03.13 Zusammenstellung

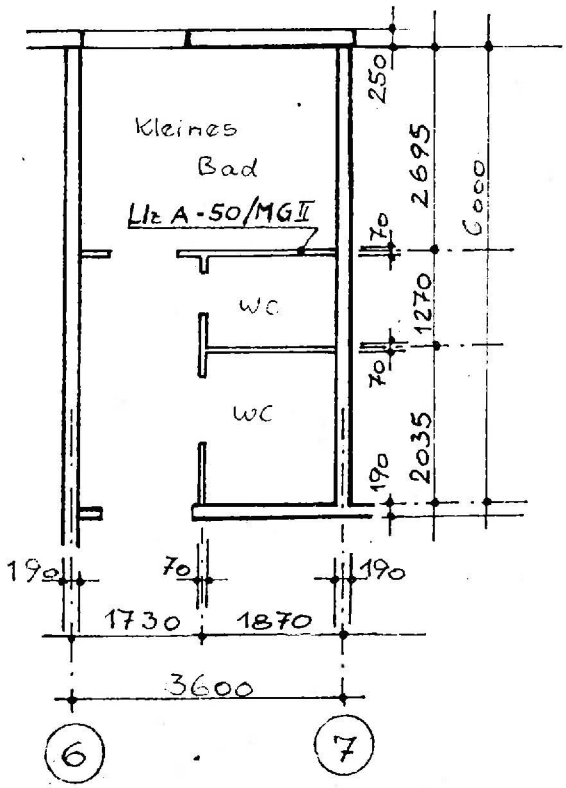
Eigengewicht :	g_1 = 14,688	Mp/m
Fußboden u. Dach	g_2 = 4,360	"
Verkehrslast	$\bar{p}$ = 2,315	"
	g = 21,363	Mp/m

Zusatzbelastung aus Mauerwerkstrennwänden

Llz - A 50 / MG II

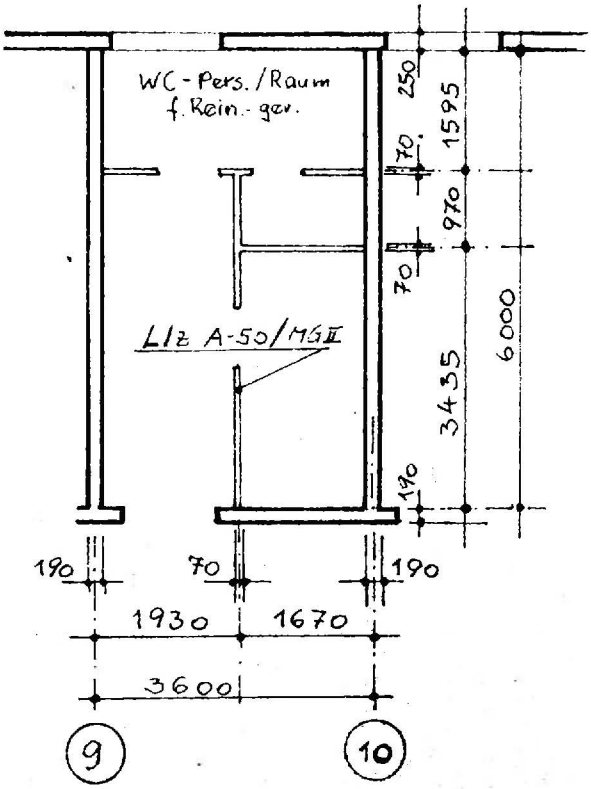
im Bereich des kleinen Baderaumes in der Feierabend- und Pflegestation und des Reinigungsgeräteraumes und Personal-WC in der Feierabend- und Pflegestation.

1.) Kleines Bad



Wände aus Mauerwerk
2135 mm über OK-Fußboden;
beidseitig 15 mm Putz
bzw. Keramikfliesen.

2.) WC-Personal



Wände aus Mauerwerk
bis UK Decke;
beidseitig 15 mm Putz
bzw. Keramikfliesen

$g_{TW1} = (2{,}135 + 0{,}095) \cdot (0{,}07 \cdot 1{,}4 + 2 \cdot 0{,}015 \cdot 2{,}2)$

$g_{TW1} = 2{,}23 \cdot 0{,}164 = \underline{0{,}365 \text{ Mp/m}}$ (je Geschoß)

$g_{TW2} = 2{,}66 \cdot 0{,}164 = \underline{0{,}436 \text{ Mp/m}}$ (je Geschoß)

Aus Gründen der Vereinfachung wird für die beiden Varianten je Achse eine Belastung von: $g_{TW} = 0{,}436 \cdot 0{,}5 \approx 0{,}225$ Mp/lfd m Wand zugedacht

Pos. 3.04.13 Zusammenstellung

Eigengewicht:

Wand (wie Pos. 3.01.10) = 7,488 Mp/m

Decke (aus Pos. 3.01.10)

6,912 /2 + 0,32 × 3,6/2 = 4,032 "

g_1 = 12,520 Mp/m

Fußboden u. Dach:

Decke ü. UG. - 4.OG. (aus Pos. 3.01.11)

1,080/2 = 0,540 Mp/m

Decke ü. 5.OG (aus Pos. 3.01.11) = 0,940 "

g_2 = 1,480 Mp/m

Verkehrslast (aus Pos. 3.01.12)

$\bar{p}$ = 2,70 × 0,568 × 0,5 + 0,27 = 1,04 Mp/m

Q_{TL} = 1,528 Mp

0,255 + 0,338 = q_{TP1} = 0,593 Mp/m

0,278 + 0,338 = q_{TP2} = 0,616 Mp/m

Pos. 3.04.14 Vertikallasten

G_1 = 12,520 × 4,80 = 60,096 Mp

G_2 = 1,48 × 4,80 = 7,104 "

Q_{TL} = 2 × 1,528 = 3,056 "

Q_{TP1} = 0,593 × 1,39 = 0,824 "

Q_{TP2} = 0,616 × 1,16 = 0,715 "

ΣV = 71,795 Mp

Die gleiche Belastung wird auch für Achse 4a angesetzt.

Pos. 3.05 Loggia am Rand (außer Giebel)

Die Lastermittlung wird auf der Basis eines 290 mm dicken Loggia-wandelementes (EDV-NR. 72909 mit G ≈ 2250 kp) durchgeführt. Die Loggiawandelemente d = 190 mm sind leichter, obwohl diese in Schwerbeton gefertigt werden.

Pos. 3.05.10 Eigengewicht: (Loggia ohne Fußbodenbelag)

Wände UG. - 5.OG. (wie Pos. 3.02.10)	= 7,488	Mp/m
Wand im Dreiecksel (wie Pos. 3.02.10)	= 0,720	"
Decke ü. UG. – Decke ü. Dreiecksel (aus Pos. 3.02.10): $\frac{8,064}{2}$	= 4,032	"
g_1	= 12,240	Mp/m

Pos. 3.05.11 Dachaufbau:

aus Pos. 3.02.11 : 1,116/2 = g_2 = 0,558 Mp/m

Pos. 3.05.12 Verkehrslasten:

aus Pos. 3.02.12 : 4,513/2 = $\bar{p}$ = 2,256 Mp/m

Pos. 3.05.13 Zusammenstellung:

Eigengewicht	g_1 = 12,240	Mp/m
Dachaufbau	g_2 = 0,558	"
Verkehrslast	$\bar{p}$ = 2,256	"
g	= 15,054	Mp/m

Einzellast aus Loggiabrüstung: G_4 (aus Pos. 3.02.13): $\frac{2,036}{2}$ = 1,018 Mp

Pos. 3.05.14 Vertikallast:

G_1 = 12,240 · 1,20	= 14,688	Mp
G_2 = 0,558 · 1,20	= 0,670	"
G_4 =	1,018	"
ΣG	= 16,376	Mp
2,256 × 1,2 = $\bar{p}$	= 2,707	Mp
ΣV	= 19,083	Mp

Pos. 3.06 Giebelwand (ohne Loggia)

Die Giebelwände sind zweischalig ausgeführt.
Die innenliegende Wand, d = 190 mm Schwerbeton B 225, ist die tragende Schale. Die außenliegende Wand, d = 250 mm als zweischichtige Platte dient zur Wärmedämmung.
Die Positionen 3.06.10 - 3.06.13 ergeben sich aus 3.01, jedoch mit der halben Einflußbreite.
Für die Außenschale, die sich selbst trägt ergibt sich nach Element (EDV-NR) 72404 eine Belastung von

2,667 / 2,50 ≈ 1,10 Mp/m v. Geschoß

Im Vergleich wird die Wand einschalig ausgeführt Element (EDV-NR) 70544:

2,662 / 6,00 = 0,445 Mp/m

Im Bereich der Loggia wird die abschließende Decke durch das Element (EDV-NR) 70404 getragen.

0,665 / 1,80 ≈ 0,40 Mp/m

Σg_{oe} aus Dreipelelementen: 0,445 + 0,40 = 0,845 Mp/m

Pos. 3.06.10 Belastung

Wand UG. - 5.OG. (innen): (aus Pos. 3.01.10) = 7,488 Mp/m
Decke ü. UG - 5.OG. " " 6,912/2 = 3,456 "
g_1 = 10,944 Mp/m

Pos. 3.06.11 Fußboden u. Dachaufbau u. Loggiarückwand:

aus Pos. 3.01.11 : 2,020/2 = g_2 = 1,010 Mp/m
aus Pos. 3.01.11a : 1,750/2 = G_{Pon} = 0,875 Mp

Pos. 3.06.12 Verkehrslasten:

aus Pos. 3.01.12: 1,804/2 = p = 0,702 Mp/m

Pos. 3.06.13 Zusammenstellung

Eigengewicht: Innenwand u. Decke:	$g_{1,i}$	= 10,944	Mp/m
- Außenwand			
1,10 · 6 · 0,445 =	$g_{1,a}$	= 2,937	"
Dachaufbau	g_2	= 1,010	"
Verkehrslast	$\bar{p}$	= 0,902	"
	g	= 15,793	Mp/m
Loggiarückwand (Paneele)	G_{Pan}	= 0,875	Mp

Pos. 3.06.14 Vertikallast (Achse 1; 17; 17a) 4,8 m Wandlänge

$G_1 = (10,944 + 2,937) \cdot 4,8$	=	66,629 Mp
$G_2 =$ 1,010 · 4,8	=	4,848 "
G_{TW1} (aus Pos. 3.01.13): 5,35/2	=	2,675 "
G_{TW2} (aus Pos. 3.01.13): 1,042 · 1,5/2	=	0,780 "
G_{Pan}	=	0,875 "
ΣG	=	75,807 Mp

$\Sigma P = 0,902 \cdot 4,8 = 4,330$ Mp

$75,807 + 4,330 = \Sigma V = 80,137$ Mp

Pos. 3.06.14.1 Vertikallast (Achse 1a): 6.0 m Wandlänge

$G_1 = (10,944 + 2,937) \cdot 6,0$	=	83,286 Mp
$G_2 =$ 1,010 · 6,0	=	6,060 "
G_{TW1} (wie Pos. 3.06.14)	=	2,675 "
G_{TW2} (wie Pos. 3.06.14)	=	0,780 "
G_{Pan} (wie Pos. 3.06.14)	=	0,875 "
ΣG	=	93,676 Mp

$\Sigma P = 0.902 \cdot 6.0 = 5,412$ Mp

$93,676 + 5,412 = \Sigma V = 99,088$ Mp

Pos. 3.07 Loggia am Giebel

Da die Giebelwände in voller Breite als zweischalige Konstruktion ausgeführt wird, ergibt sich eine Belastung aus der Pos. 3.02 mit ergänzenden Belastungen aus Pos. 3.06.

Pos. 3.07.10 Belastung

- Wand-Element (EDV-NR) 73703 bzw. 73704; d = 190 mm
  6 × 1,480 / 1,2 = 7,400 Mp/m
- Außenwandschale (nach Pos. 3.06): 6 × 1,100 = 6,600 "
- Deckenelement (EDV-NR) 71703; d = 190 mm, oberflächenfertig!
  6 × 1,570/2 × 1,2 = 3,925 "
- Dreieck: Wandelemente (nach Pos. 3.06): g_{DR} = 0,845 "

g_1 = 18,77 Mp/m

Pos. 3.07.11 Dachaufbau

aus Pos. 3.02.11 : 1,116/2 = g_2 = 0,558 Mp/m

Pos. 3.07.12 Verkehrslasten

aus Pos. 3.02.12 : 4,513/2 = $\bar{p}$ = 2.260 Mp/m

Pos. 3.07.13 Zusammenstellung

Eigengewicht:	g_1	= 18,770 Mp/m
Dachaufbau	g_2	= 0,558 "
Verkehrslast	$\bar{p}$	= 2,260 "
	g	= 21,588 Mp/m

Einzellast aus Loggiabrüstung:
aus Pos. 3.02.13 : 2,036/2 = G_4 = 1,018 Mp

Pos. 3.07.14 Vertikallast

G_1 = 18,770 × 1,2	=	22,524 Mp
G_2 = 0,558 × 1,2		0,700 "
G_4 =		1,018 "
	ΣG =	24,242 Mp

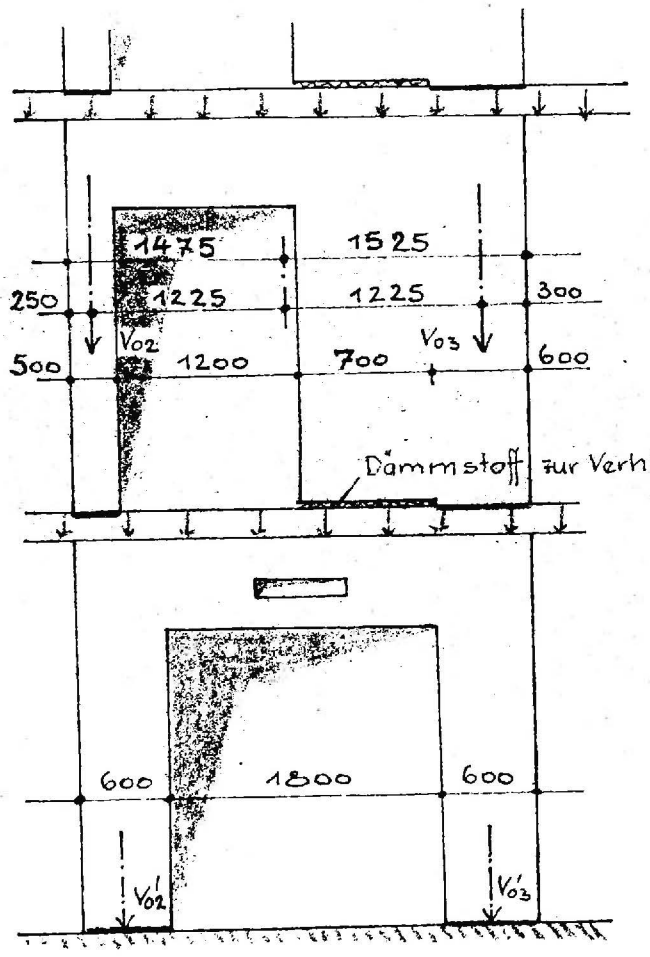
p = 2,26 × 1,2 = 2,712 Mp

24,242 + 2,712 = ΣV = 26,954 Mp

Pos. 3.08.13.02 Innenlängswand im Bereich der Durchgänge

(Achse 4 (4a) - 5; Achse 12 - 14; Achse 13a - 14a)

Durch die Reihung der Elemente 73306 (Achse 13a - 14a; großes Treppenhaus) bezw. 73306 (im Untergeschoß) und 73312 (in den Obergeschossen), in vertikaler Richtung, wird eine direkte Ableitung der Kräfte über die Schäfte erreicht. Im Element 73312 ist eine Türöffnung $b = 1200$ mm bei einer Mindestschaftbreite von 300 mm (analog Element 73307 bezw. 73308) vorhanden. Als Auflast wird deshalb g_{01} aus Pos. 3.08.13.01 herangezogen und entsprechend der Aufstandsflächen verteilt. •



Geschoßdecke

Obergeschoß: 73312

Geschoßdecke

Untergeschoß: 73306

Fundament

Aus der Gebäudegeometrie ergibt sich für den 3,0 m breiten Fluss noch eine Lasterhöhung aus dem Aufzugsmaschinenraum. Dabei wird die Innenwand, d = 19,0 cm in Schwerbeton, zugrunde gelegt, da sie die höhere Auflast gegenüber der Außenwand, d = 29,0 cm in Leichtbeton, bringt.

Die Auflast $q_{z,A}$ beträgt:

- Dachdeckung einschl. Gefällebeton:	0,60 × 0,26	=	0,156 Mp/m
- Deckenplatte:	: 0,60 × 0,32	=	0,192 "
- Verkehrslast	: 0,60 × 0,075	=	0,045 "
- Wand Maschinenraum:	0,20 × 4,40 × 2,4	=	2,112 "
		$q_{z,A}$	= 2,505 Mp/m

Daraus ergeben sich:

$V_{02} = (11,751 + 2,505 - 8,345/6) \times 1,475$

$\underline{V_{02} = 18,976 \text{ Mp}}$

$V_{03} = (11,751 + 2,505 - 8,345/6) \times 1,525$

$\underline{V_{03} = 19,619 \text{ Mp}}$

Die Belastung in der Fuge auf OK Fundament ergibt sich somit zu:

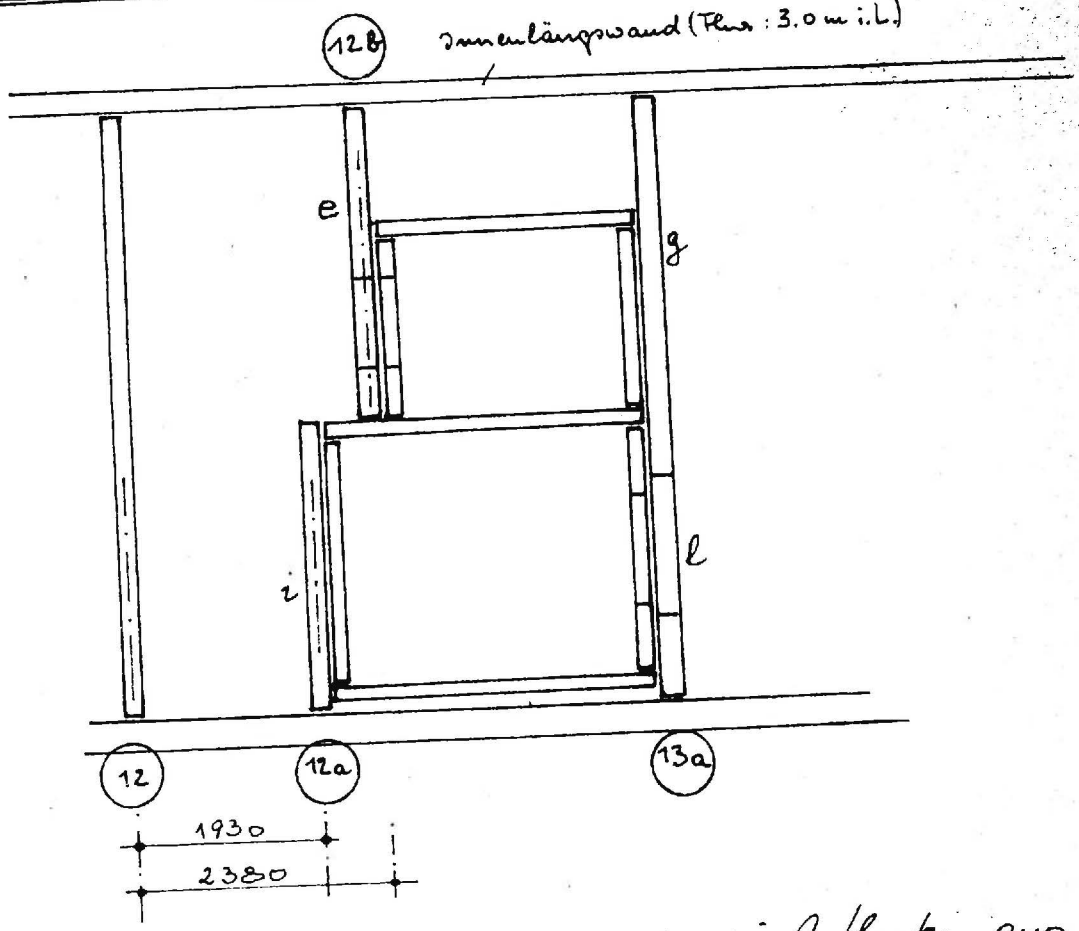
$V'_{02} = (11,751 + 2,505) \times 1,475$

$\underline{V'_{02} = 21,028 \text{ Mp}}$

$V'_{03} = (11,751 + 2,505) \times 1,525$

$\underline{V'_{03} = 21,740 \text{ Mp}}$

Pos. 3.09 Achse 12 zwischen HAST und Aufzugsschacht



Die Belastung ergibt sich durch die Auflasten aus Achse 11 (Pos. 3.01.14) und den Achsen 12a bezw. 12b (s.a. Pos. 5.01.12 zu gleichen Teilen:

aus Pos. 3.01.14: 116,30 / 2·6 = 9,692 Mp/m

aus Pos. 5.01.12 (12a/i): = 12,787 Mp/m

aus Pos. 5.01.12 (12b/a): = 8,486 Mp/m

V(12a) = 22,479 Mp/m

V(12b) = 18,178 Mp/m

Pos. 3.10 Belastung Achse 15a

aus Pos. 3.01.10 : $14,400 - 0,32 \times 3,6 \times 6 \times 0,5 = 10,944$ Mp/m

aus Pos. 3.01.11 : $1,08 \times 0,5 + 0,26 \times 2,0 = 1,060$ "

aus Pos. 3.01.12 : $1,804 / 2 = 0,902$ "

$q = 12,906$ Mp/m

Vertikallast infolge q : $V_q = 12,906 \times 6,0 = 77,436$ Mp ×

aus Pos. 3.01.13 :

$V_{TW} = (G_{TW1} + G_{TW2}) \times 0,5 = (5,35 + 1,60) \times 0,5 = 3,475$ Mp ×

Zusatzlast am Dach (Wand + Dachfries) : Z_D^*

Element 72215 : $2,197 / 1,995 = 1,102$ Mp/m

Element 70546 : $1,882 / 4,020 = 0,468$ "

$\Sigma Z_D = 1,570$ Mp/m

Vertikallast infolge Z_D : $1,57 \times 6,0 = 9,42$ Mp ×

$\Sigma V = 90,331$ Mp ×××

Die Gesamtlast (vertikal) der Wand in Achse 15a beträgt 90,331 Mp.

Pos. 3.11 Längswände am großen Treppenhaus / Haupttreppe

Für die Gesamtbelastung in diesem Bereich wird die Statik der Variante 5-geschossig zugrunde gelegt (Berechnung für die Haupttreppenanlage S. 151 – 159). Danach ergeben sich nachfolgende Werte:

am Tr 1 / in Höhe der Geschoßdecke; s. S. 152 : A = B = 3,46 Mp

am Tr 2 / Zwischenpodest-Balken; s. S 154 : A = B = 1,78 "

Restplatte-Zwischenpodest : 0,9 × 1,04 × 3,2 / 2 = 1,50 "

$\Sigma A = \Sigma B$ = 6,74 Mp/Geschoß

Eigengewicht der Wand:

Element 73204 bezw. 73205 = 1,896 Mp

Element 73221 = 2,378 "

ΣG_w = 4,274 Mp/Geschoß

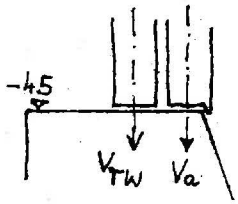
Zuschlag aus Dach: Dachdecke u. Wand

aus Pos. 3.08.13.02 : 2,505 – 2,112 = 0,393 Mp/m

Wandelement 72216 bzw 72220: 1,889 / 1,800 = 1,049 "

ΣZ = 1,442 Mp/m

Pos. 3.11.01 Längswand außen



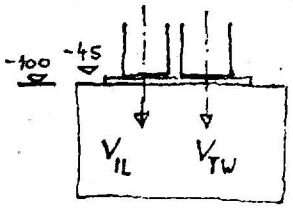
$V_{TW} = 6 \times (6,74 + 4,274) / (1,8 + 2,17)$ = 16,646 Mp/m

$V_a = (1,671 / 1,80) \cdot 6 + 1,442$ = 7,012 Mp/m

Element 72213

ΣV = 23,658 Mp/m

Pos. 3.11.02 Längswand innen



V_{IL} (Innenlängswand):

aus Pos. 3.08.13.01 : g_{01} • = 11,751 Mp/m

Zuschlag aus Dach ΣZ = 1,442 Mp/m

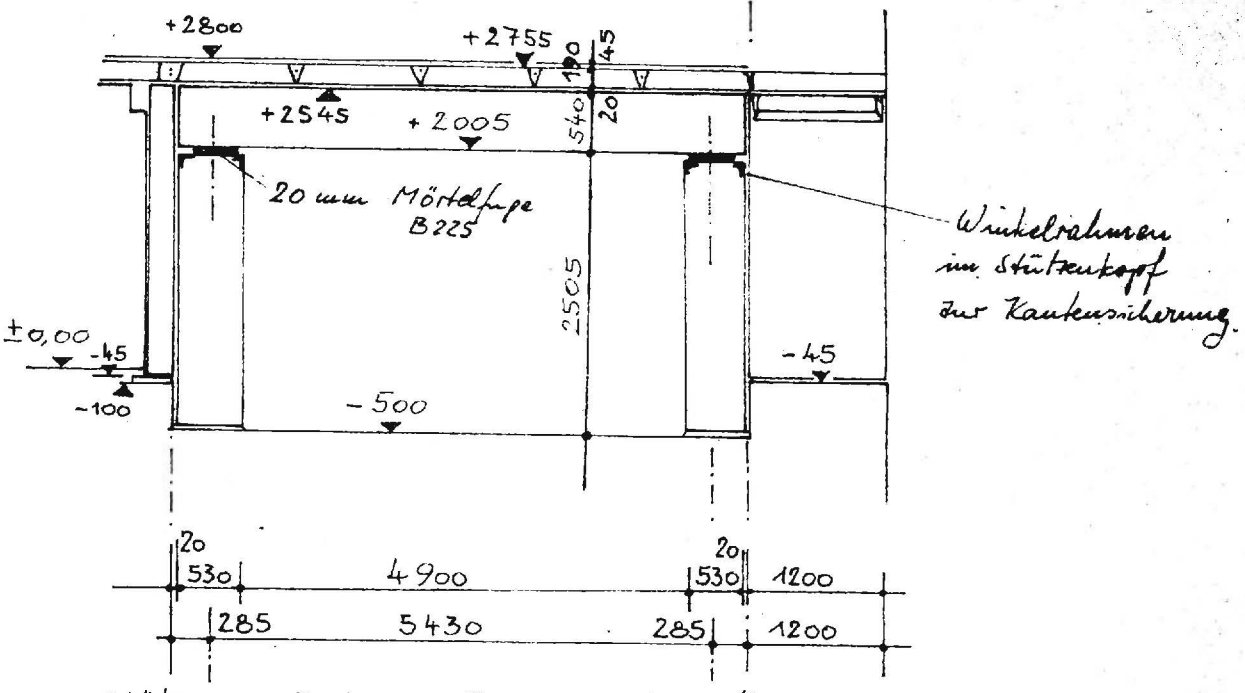
V_{IL} = 13,193 Mp/m

V_{TW} wie vor : V_{TW} = 16,646 Mp/m

ΣV = 29,839 Mp/m

Pos. 4.01 Stütze - Riegel im Bereich der HAST (Achse 11 / Reihe)

Pos. 4.01.01 Geometrie

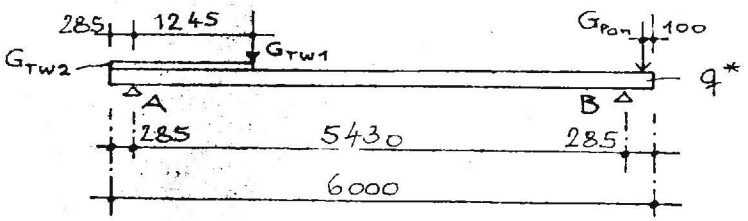


Stützen : Beton B ⌀ 530/400

Riegel : Stahlträger, geschweißt; II : h = mm

b = mm

Pos. 4.01.02 Belastungen (nach Pos. 3.01.13)



$G_{TW1} = 5,35$ Mp

$G_{TW2} \approx 1,042$ Mp/m

$q^* = 18,224 - 0,20 \cdot 2,60 \cdot 2,40 + 0,300$

$q^* = 17,276$ Mp/m

$g^* \approx 0,300$ Mp/m (Eigengew. des Schweißträgers)

$G_{Pan} = 1,75$ Mp

Pos. 4.01.03 Schnittkräfte

$A = (6{,}0 \cdot 17{,}276 \cdot 2{,}715 + 1{,}53 \cdot 1{,}042 \cdot 5{,}0 + 5{,}35 \cdot 4{,}185) / 5{,}43$

$A = 311{,}787 / 5{,}43 = 57{,}420$ Mp

$B = 6{,}0 \cdot 17{,}276 + 1{,}53 \cdot 1{,}042 + 5{,}35 - 58{,}205 + 1{,}75$

$B = 53{,}18 + 1{,}75$

$B = 54{,}93$ Mp

$X_0 = 53{,}18 / 17{,}276 = 3{,}08$ m

$\max M = (3{,}08 - 0{,}385) \cdot 53{,}18 - 3{,}08^2 \cdot 0{,}5 \cdot 17{,}276$

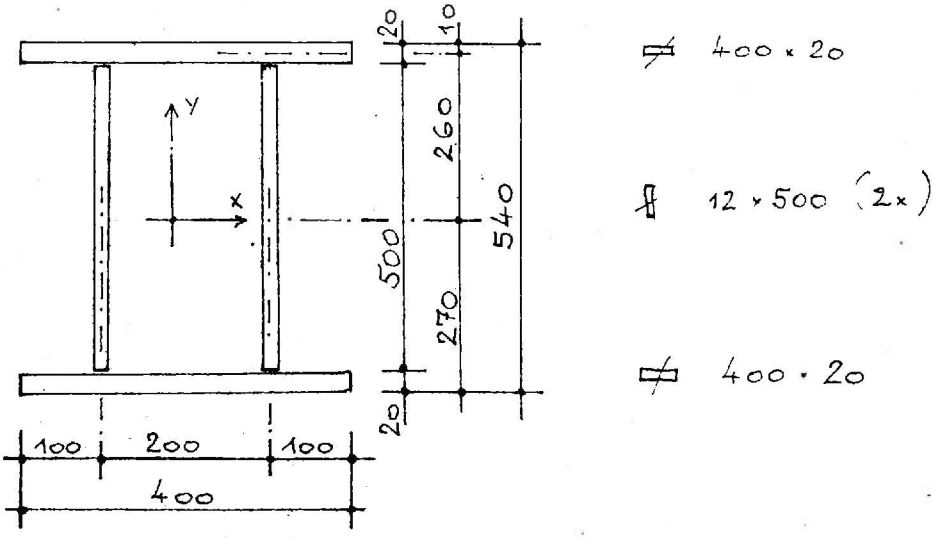
$\max M = 66{,}67$ Mpm

$\max Q = \max A = 57{,}420$ Mp

Pos. 4.01.04 Nachweis des gewählten Stahlträgers

1.) Material Stahl St 38 b-2

2.) Querschnittswerte:



$J_x = 2 \cdot (40 \cdot 2^3/12 + 1{,}2 \cdot 50^3/12 + 40 \cdot 2{,}0 \cdot 26^2)$

$J_x = 133\,213$ cm^4

$W_x = 133\,213 / 27$

$W_y = 4933$ cm^3

$F_{steg} = 2 \cdot 1{,}2 \cdot 50 = 120 \text{ cm}^2$

$F_{gesamt} = 2 \cdot 1{,}2 \cdot 50 + 2 \cdot 40 \cdot 2{,}0$

$F_{gesamt} = 280 \text{ cm}^2$

$g^* = 0{,}28 \cdot 7{,}85 = 2{,}198 \text{ kp/cm Länge}$

$= 219{,}8 \text{ kp/m}$

Gesamtgewicht: $219{,}8 \cdot 6{,}0 = 1318{,}8 \text{ kp} = 1{,}3188 \text{ Mp}$

3. Spannungsnachweis Lastspielgruppe C;

$\sigma_x = \max M / W_x$

$\sigma_x = 6669 / 4933$

$\sigma_x = 1{,}352 \text{ Mp/cm}^2 < 1600 = \sigma_{zul}$

< 1800 (bei Nachweis nach Formel 3a der TGL 13500)

$\tau = \max Q / F_{steg}$

$\tau = 57420 / 120$

$\tau = 0{,}478 \text{ Mp/cm}^2 < 0{,}92 = \tau_{zul}$

$< 1{,}04$ (bei Nachweis nach Formel 3a)

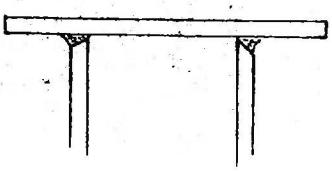
$$\rightarrow \left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{zul}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{zul}}\right)^2 \leq 1 \qquad (3a)$$

$$\left(\frac{1{,}352}{1{,}800}\right)^2 + \left(\frac{0{,}478}{1{,}040}\right)^2 =$$

$0{,}5642 + 0{,}2112 = 0{,}7754 < 1$

Da die Maximalwerte nicht im gleichen Punkt des Querschnittes auftreten, ist durch die Einhaltung der Extremwerte die Gleichung ebenfalls erfüllt.

4. Schweißnaht



Die Verbindung zwischen den Steg- und Gurtplatten ist als HV-Naht auszuführen.

$\sigma_x = \frac{6669 \cdot 25}{133213} = 1{,}252 \text{ Mp/cm}^2 < 1{,}60 = \sigma_{zul}$

→ Ausführungsklasse: AK II A

5. Durchbiegung

Die Durchbiegung wird für einen Balken auf 2 Stützen errechnet. Der Einfluß der kurzen Kragarme von c = 0,285 m sowie der Lasten G_{TW1} und G_{TW2} wird vernachlässigt, da dieser der max. Durchbiegung entgegen wirkt, bezw. deren Einfluß im Verhältnis zur Gesamtbelastung sehr gering ist.

$$f_{vorh} = 0,1302 \cdot 172,76 \cdot 543^4 / 2100000 \cdot 133213$$

$$\underline{f_{vorh} = 0,70 \text{ cm}} \hat{=} l/775.$$

$$l/300 = 543/300 = 1,81 \text{ cm} = f_{zul} > f_{vorh}.$$

6.) Schubspannung in der Schweißnaht

$$\tau = Q \cdot S / b \cdot J$$

$Q = 57420$ kp

$S = 40 \cdot 2 \cdot 26 = 2080 \text{ cm}^3$

$b = 2 \cdot 1,2 = 2,4$ cm

$J = 133213 \text{ cm}^4$

$$\tau = \frac{57420 \cdot 2080}{2,4 \cdot 133213} = 374 \text{ kp/cm}^2 < \tau_{zul}.$$

Pos. 4.01.05 Nachweis der Stütze

1. Material : Beton B 160 bewehrt.

2. Querschnittswerte

$b = 53$ cm

$d = 40$ cm

$h = 244$ cm (Fertigteilmaß)

$s_k = 306,5$ cm (Länge zur Schlankheitsbeiwertberechnung)

$$\left.\begin{array}{l} \max \lambda = 306,5/40 = 7,66 \\ m_a = 0,5 \end{array}\right\} \omega = 1,06$$

3. Tragfähigkeitsnachweis

$\max N = A = 57,420$ Mp

$$\frac{\bar{\sigma}_i}{\beta^2 \omega} = \frac{v_s N}{l_k^2} \cdot \frac{d}{b}$$

$= 1,7 \cdot 57420 \cdot 40 / 306,5^2 \cdot 53$

$= 3904560 / 497839$

$\bar{\sigma}_i / \beta^2 \omega = 0,784$ kp/cm² } Beton B 160 } $\bar{\sigma}_i / \beta^2 \cdot \omega = 1,30$

$\beta = 7,66$ } Stahl St A I } bei $\lambda = 7,66$

u. $F_z / F_b = 0,006$

$F_{e\,erf} = 53 \cdot 40 \cdot 0,006 = 12,72$ cm²

gew.: 6 ⌀ 18 = 15,3 cm² > 12,72

Bügel: ⌀ 8, e = 20,0 cm.

$\rightarrow \bar{\sigma}_i / \beta^2 \cdot \omega = 0,784$ kp/cm² < 1,30 = $\bar{\sigma}_i$ vorh.

Pos. 4.02 Nachweis der Elemente 72 211 u. 72 212

z.a. Statik des 5-geschl. Gebäudes S. 75 ff.

Für die Skizze S. 76 ergeben sich für das 6-geschl. Gebäude die Lasten zu:

N_1	$= 10{,}150 + 0{,}950 + 0{,}975$	$= 12{,}075$ Mp
N_2		$= 0{,}890$ "
N_3		$= 0{,}950$ "
ΣN_{1-3}		$= 13{,}915$ Mp

$M_{ek} = 1055$ kp cm

$e_k = 1055 / 13915 = 0{,}08$

$e_m = 29/10 = 2{,}9$ cm

$e_o = 0{,}08 + 2{,}9 \approx 3{,}0$ cm

$m_a = 6 \cdot 3{,}0 / 21 = 0{,}86 \rightarrow c = 0.75$

$\sigma = (13915 / 19{,}5 \cdot 100)(1 + 0{,}86) \cdot 0{,}75$

$= 9{,}95$ kp/cm² < 18 kp/cm²

< 14 kp/cm²

Bemessung im Keller Geschoßstütze: (s. S. 77 der Org.-Statik)

$M_{ek} = 12075 \cdot \left(\frac{26}{2} - 9{,}75\right) + 890\left(\frac{26}{2} - \frac{7}{2}\right) - (950/2) \cdot \left(\frac{29}{2} - \frac{26}{2}\right)$

$= 39244 + 8455 - 712$

$= 46987$ kp cm

$e_k = 46987 / (13915 - 950/2) = 46987 / 13440 = 3{,}50$ cm

$e_m = 2{,}9$ cm

$e_o = 3{,}50 + 2{,}9 = 6{,}4$ cm $> 26/6$; $a = 13 - 6{,}4 = 6{,}6$ cm

$m_a = 6 \cdot 6{,}4 / 26 = 1{,}48 \rightarrow c = 0{,}75$

$\max \sigma = 2 \cdot 13440 \cdot 0{,}75 / (3 \cdot 6{,}6 \cdot 100) = 10{,}2$ kp/cm²

$< 15{,}8$ kp/c

Pos. 4.03 Loggiawände mit Konsolen

Elemente 73 700 - 73 704 u. 72 907 - 72 910

Als Ausgang wird die Statik der Variante 5-geschossig, s. S. 82 ff, angenommen.

Windbelastung: im obersten Geschoß (Gebäudehöhe ≈ 17 m)

$q_o = 55 + (75 - 55) \cdot 7/10 = 69 \text{ kp/m}^2$

$p_w = 69 \times 1{,}4 = 96{,}6 \text{ kp/m}^2$

$\max M = 1{,}2 \cdot 96{,}6 \cdot 2{,}61^2/8 = 98{,}71 \text{ kpm}$

Da in halber Geschoßhöhe nur noch ca. das halbe Konsolmoment wirkt, ergibt sich an dieser Stelle

$\Sigma M = 291{,}6 \cdot 0{,}5 + 98{,}71 = 244{,}5 \text{ kpm} < 291{,}6$

Die H-Kraft am Fußpunkt ergibt sich zu:

$H_u = 291{,}6/2{,}8 + 1{,}2 \cdot 96{,}6 \cdot 2{,}61 \cdot 0{,}5$

$= 104 + 151{,}3 = \underline{255{,}3 \text{ kp}}$

vorh. $V_{min} = \underline{2200 \text{ kp}}$

Die H-Kraft wird allein durch Reibung aufgenommen.

Bemessung der Biegebewehrung: B 225 / St A-I

wie S. 84 der Statik 5-geschossig.

Pos. 4.04 Nachweis Element 72312

Entsprechend der Skizze zur Lastermittlung Pos. 3.08.13.02 ergeben sich die Auflagerlängen zu 500 mm bezw. 600 mm.

Die Bemessung des Elementes erfolgt

1.) für den Sturz gemäß Belastung aus letztem OG.

2.) für die Schäfte gemäß Belastung im Untergeschoß.

zu 1.)

q* ergibt sich aus:

q (aus Pos. 3.08.13.02): 2.505 - 0,045	=	2,460 Mp/m
q (aus Pos. 3.08.11.01): 0,687/5	=	0,137 "
	q =	2,597 Mp/m *
p (aus Pos. 3.08.13.02)	=	0,045 Mp/m
p (aus Pos. 3.08.11.01): 3,435/5 (für 5. OG. im Auflagerbereich)	=	0,687 "
	p =	0,732 Mp/m *
	q =	3,329 Mp/m **

Sturz: d = 52 cm → h = 45 cm ; b = 19 cm.

$$_sM = (2,597 \cdot 1,5 + 0,732 \cdot 1,7) \cdot 2,45^2/8$$

$$= 5,14 \cdot 2,45^2/8$$

$$= 3,857 \text{ Mpm}$$

Bemessung:

$$k_h = 45/\sqrt{385,7/19} = 9,99$$

$k_{re} = 0,08$ (B225)

$k_e = 0,434$ (St A-I)

$$F_e = 0,434 \cdot 385,7/45 = 3,72 \text{ cm}^2$$

gew.: 2 ∅ 16 St A-I ≙ 4,02 cm² > 3,72 cm².

oben und unten einlegen.

Querkraftsicherung:

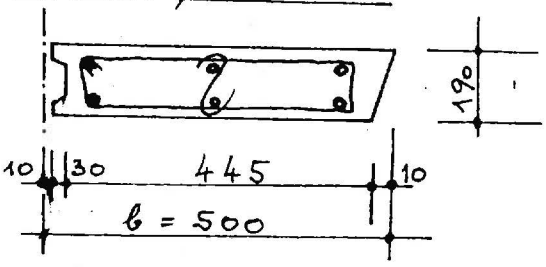
$A = B = 3,329 \times 2,45/2 = 4,078$ Mp

$\bar{\tau}_o = 4078 / 19 \times 45 \times 0,9 = 5,30 \text{ kp/cm}^2 < 6,5 = \bar{\tau}_{og\,zul.}$

gew.: Bügel ϕ 8 e = 150 mm.

zu 2

Mindestquerschnitt.



$\varrho = l_k / d$

$\varrho_1 = 201/44,5 = 4,5$

$\varrho_2 = 261/19 = \underline{13,74}$

$e_m = d/10$

$= 19/10 = 1,9$

$m_a = e_m / k$

$= 1,9 \times 6/19 = \underline{0,6}$

$\Big\} \omega = 1,21$

$N = V'_{02} = 21,028$ Mp

(aus Pos. 3.08.13.02)

$\gamma_s N = 21,028 \times 1,65$

$\sigma_i = 21028 \times 1,65 \times 1,21 / 45 \times 19 = 49,65 \text{ kp/cm}^2 < 115,7$

$\rightsquigarrow \mu = 0,006$

$\underline{F_e} = 0,006 \times 44,5 \times 19 = 5,07 \text{ cm}^2$

gew.: in den Ecken je 1 ϕ 16 $\hat{=} 8,06 \text{ cm}^2 > 5,07 \text{ cm}^2$

dazwischen 1 ϕ 10

Bügel: ϕ 6.5 mm

$e \rightarrow 12 \times 16 = 192$ mm $\Rightarrow \underline{e = 190 \text{ mm}}$

$V'_{03} = 21,740$ Mp $\approx V'_{02}$

$b = 600$ mm $\rightsquigarrow$ Mindestbewehrung:

$F_e (V'_{03}) = 0,006 \times 56 \times 19 = 6,38 \text{ cm}^2 < 8,06 \text{ cm}^2$

Bewehrung wie für V'_{02}.

Nachweis der Aufstandsfuge

Rundlochdecke mit Vergußbeton B 225

Schaftbreite : 500 mm (siehe Skizze zu 2.)

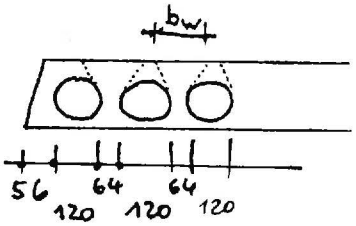
Auflast : 18,976 Mp (Fuge in Decke über Untergeschoß)

$$V_s N \leq k \cdot \eta_2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}75 \cdot \alpha \cdot R \cdot b \cdot d_L \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{d_L}\right) \cdot \eta_2$$

$$= 0{,}95 \cdot 0{,}53 \cdot 0{,}405 \cdot 225 \cdot 41{,}71 \cdot 17 \cdot 1 \cdot 1$$

$$= 32\,533 \text{ kp}$$

vorh. $V_s = 32.533 / 18{,}976 = 1{,}71 > 1{,}65.$



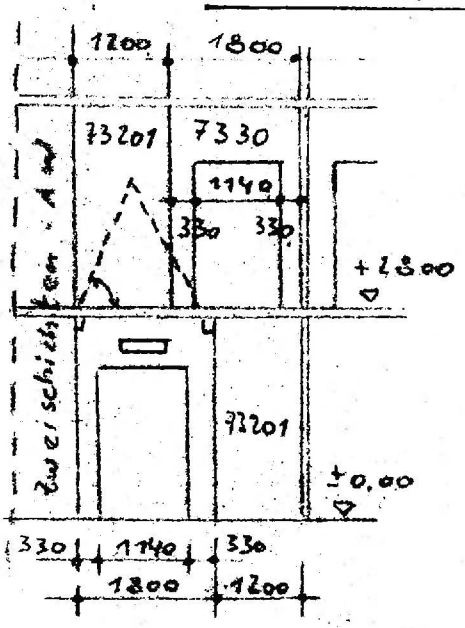
$b_w = 64 + 95 = 159$

$b' = 159 / (120 + 64) = 0{,}86$

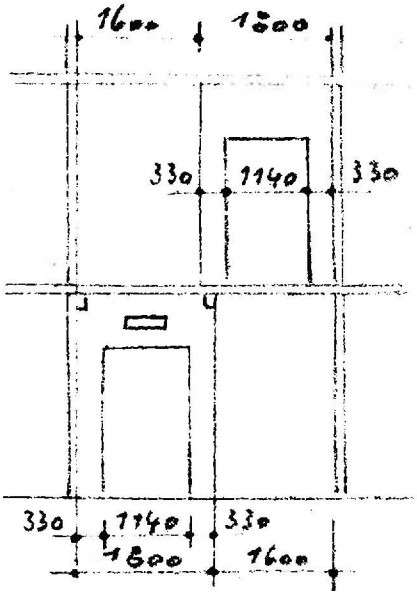
$b = 0{,}86 \cdot 48{,}5 = 41{,}71$

Pos. 4.05. Innenwandtürelement (nur im Untergeschoß)

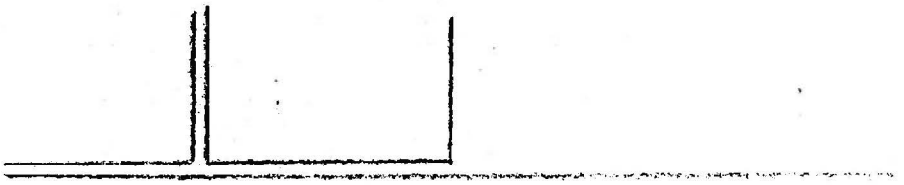
Einbauvarianten:

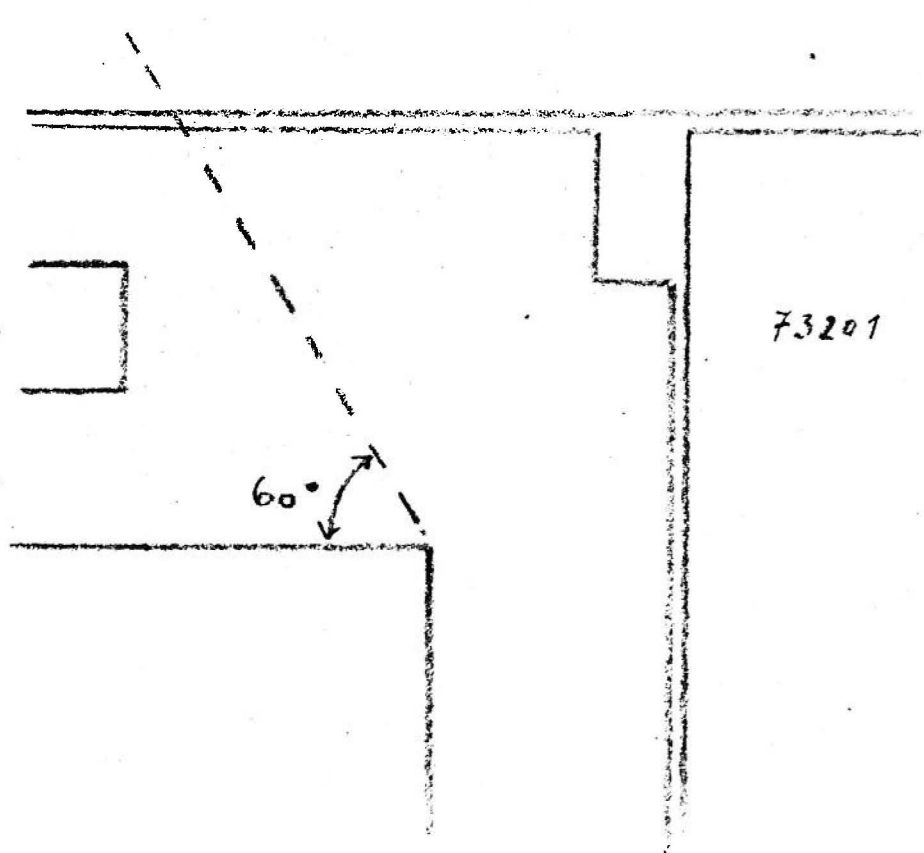


Längswand a. Leichenraum
(Achse /1a - 2a)



Längswand am Technikraum
(Achse /)





Detail „A"
(1:10)

Pos. 4.05.01.01 Sturzbelastung in der Längswand (Untergeschoß)

Decke i. Flur: $(0{,}320 + 0{,}075 + 0{,}300) \cdot 3{,}20/2 = 1{,}112$ Mp/m

" i. Wohnraum (parallel): $(0{,}075 + 0{,}150) \cdot 0{,}60 = 0{,}135$ "

Sturz: $0{,}21 \cdot 0{,}58 \cdot 2{,}400 = 0{,}292$ "

$q_{\square} = 1{,}539$ Mp/m

Dreieckslast vom vollen Wandelement:

Höhe des Dreiecks: $1.56 \cdot 0{,}50 \cdot \tan 60° = 1{,}35$ m.

$\rightsquigarrow 0{,}21 \cdot 1{,}35 \cdot 2{,}400 = q_{\triangle} = 0{,}680$ Mp/m

Pos. 4.05.01.02 Sturzbelastung in Querwand (Untergeschoß)

Decke: $(0{,}320 + 0{,}075 + 0{,}150) \cdot 2 \cdot 3{,}60/2 = 1{,}962$ Mp/m

Sturz (wie vor) $= 0{,}292$ "

$q_{\square} = 2{,}254$ Mp/m

Bei einem vollen Wandelement darüber ergibt sich wie vor $q_{\triangle} = 0{,}680$ Mp/m.

Pos. 4.05.01.10 Schnittkräfte

Die Berechnung des Sturzes erfolgt als gelenkig gelagerter Träger:

$l_0 = 1{,}14$ m; $l = 1{,}14 + 0{,}32 = 1{,}46$ m.

$\max M = 2{,}254 \cdot 1{,}46^2/8 + 0{,}68 \cdot 1{,}46^2/12$

$= 0{,}600 + 0{,}121 = 0{,}721$ Mpm

Bei einem summarischen Sicherheitsfaktor $\nu_s = 1{,}6$ ergibt sich $\max \nu_s M = 1{,}6 \cdot 0{,}721 = 1{,}154$ Mpm

$\max Q = 2{,}254 \cdot 1{,}46/2 + 0{,}68 \cdot 1{,}46/4$

$\max Q = 1{,}600 + 0{,}248$

$\max Q = 1{,}848$ Mp

Pos. 4.05.01.11 Bemessung B 225 / St A-I

$b = 19$ cm ; $d = 52$ cm ; $h = 47$ cm.

$h_{erf} = 13,7 \cdot \sqrt{115,4/19} = 33,8$ cm.

$F_e = 0,425 \cdot 115,4 / 33,8 = 1,45$ cm².

gewählt: oben und unten je 2 ⌀ 12 St A-I

$\hat{=} 2,26$ cm² > 1,45 cm²

Querkraftsicherung:

$\tau_o = 1848 / 19 \cdot 0,9 \cdot 47 = 2,30$ kp/cm² < 6,5 = $\bar{\tau}_{o\,zul}$

Bügelabstand: $6,5 \cdot 47 / 1,5 \cdot 2,3 = 88,6$ cm = max e

gew.: Bügel ⌀ 6^S; e ≦ 25,0 cm

Nachweis für die Öffnung (Obergurt):

$l_o = 37$ cm; $d = 18$ cm ; $h = 14$ cm ; $l \approx 55$ cm

$q \approx 2,254 + 0,68 = 2,934$ Mp/m.

Einspannmoment: $\gamma_s M_e = -1,6 \cdot 2,934 \cdot 0,55^2/12 = -0,118$ Mpm

Feldmoment: $= 0,059$ Mpm

$h_{erf} = 13,7 \cdot \sqrt{11,8/19} = 10,8$

$F_e = 0,425 \cdot 11,8/10,8 = 0,46$ cm²

→ obere Eisen gehen durch: 2 ⌀ 12 = 2,26 cm² > 0,50

unten: 2 ⌀ 6^S (konstruktiv) ausreichend.

$Q = 2,934 \cdot 0,55/2 = 0,81$ Mp

$\tau_o = 810 / 19 \cdot 0,9 \cdot 14 = 3,38$ kp/cm² < 6,5 = $\bar{\tau}_{o\,zul}$

Bügelabstand ≦ $6,5 \cdot 14 / 1,5 \cdot 3,38 = 17,95$ cm

gew.: Bügel ⌀ 6^S; e ≦ 18 cm.

Die Bewehrung des Untergurtes erfolgt konstruktiv.

Pos. 4.05.02.01 Turmschaft in Längswand (Untergeschoß)

Der Turmschaft wird in der Längswand im 3,0 m breiten Pfeiler durch die Last $V_{01} = 8,913$ Mp und durch den Anteil aus dem Aufzugsmaschinenraum mit $Q_{z,A} = 2,505 \times 0,9 = 2,255$ Mp.

V_{01} (aus Pos. 3.08.13.01)	= 8,913	Mp
$Q_{z,A}$ (gemäß Pos. 3.08.13.02)	= 2,255	"
N	= 11,168	Mp

Pos. 4.05.02.02 Turmschaft bei vertikaler Teilung in der Querwand (mit Element 73307 bzw. 73308)

Eigenlast Wand: 6 × 0,925 × 0,5	= 2,775	Mp
Decke (aus Pos. 4. .01.02) 5 × 1,962	= 9,810	"
Dachdecke: 0,320 + 0,260 + 0,075 × 3,6	= 2,358	"
N	= 14,943	Mp

gilt nicht für Achse 12

Belastung in Achse 12:

$N_{12} = 14,943 + 2,255 = 17,198$ Mp $= N_{max}$

Pos. 4.05.02.10 Bemessung B225/St A-I

Mindestquerschnitt: b/d = 25/19 cm

$\lambda = l_k / d \rightarrow \lambda_1 = 201/25 = 8,04$

$\lambda_2 = 261/19 = 13,74$

$e_m = d/10 = 19/10 = 1,9$ cm

$m_a = e_m / k$

$= 1,9 \cdot 6/19 = 0,6$

$\omega = 1,21$

Bei einem summarischen v_s-Faktor von 1.6 ergibt sich

$$\underline{v_s N = 1{,}6 \cdot 17{,}198\ Mp = 27{,}517\ Mp}$$

$$\sigma_1 = 27517 \cdot 1{,}21 \,/\, 25 \cdot 19 = 70{,}1\ kp/cm^2 < 115{,}7\ kp/cm^2$$

$$\rightsquigarrow \mu = 0{,}006$$

$$F_e = 0{,}006 \cdot 25 \cdot 19 = 2{,}85\ cm^2$$

$$\underline{\text{gewählt: je Ecke } 1\,\phi\,12 \text{ St A-I}}$$

$$\underline{\hat{=}\ F_e = 4{,}52\ cm^2 > 2{,}85\ cm^2.}$$

Bügel: $e \leq 12 \times 12 = 14{,}4\ cm$

$$\underline{\text{gew.: } \phi\,6^5;\ e = 14\ cm}$$

Pos. 4.06 Nachweis der Elemente 72305 u. 72306

Diese Elemente werden aus Abwandlung des Elementes 72301 entwickelt.

Das Element 72305 wird im Untergeschoß eingesetzt und hat nur das obere Fenster.

Das Element 72306 wird im 5. Obergeschoß eingesetzt und hat nur das untere Fenster.

Das Element 72301 hat ein Gewicht von 2073 kg.

Die Elemente 72305 und 72306 haben ein Gewicht von 2710 kg.

Die Berechnung erfolgt als Ergänzung der Berechnung für Element 72301 gemäß der Statik für das Projekt 100 1RWE, Proj.-NR. 521 - - , Seite 64 - 67. vom 30.10.1976.

Danach ergeben sich für die Berechnung gemäß S. 66:

N_1 = 8225 + 2710/2 = 9580 kp

N_2 = 700 "

N_3 = 410 "

$\Sigma N = 10690$ kp

Für die Bemessung ergeben sich daraus nachfolgende Werte:

$M = 410 \cdot 7{,}5 + 9580 \cdot 1{,}5$

$= 3080 + 14370 = 17450$ kpcm

$e = 17450 / 10690 = 1{,}63$ cm

$e_1 = 1{,}0$ cm

$e_2 = 1{,}63 + 1{,}0 = 2{,}62$ cm

$m_a = 2,63 \times 6/19 = 0,83$
$\beta = 1,0$; $l_k = 280$ cm
$l_k / d = 280/19 = 14,7$
} $\omega = 1,48$

$\nu_s N_{zul}$ (gemäß S. 67) $= 43,6$ Mp
$\nu_s N_{vorh} = 1,6 \times 10,69 = 17,104$ Mp $<< 43,6$ Mp.

Da die Elemente 72305 und 72306 in der gleichen Form gefertigt werden, wird die Abwandlung zum Element 72301 nur durch weglassen des unteren bzw. oberen Fensters herbeigeführt. Die Bewehrung wird vollständig beibehalten.
Ein halbgeschossiger Versatz beim Einbau der Elemente wird durch weglassen des Differenzelementes 72210 ebenfalls nicht mehr erforderlich. Dadurch erfolgt eine Durchführung der äußeren Ringankereisen der Deckenscheibe im Bereich der Lagerfuge der Elemente.

Treppenhauselement 72301

Belastung

Lauf Podest

0,15 · 0,8 · 2400 = 417 Kp/m

Anteil Lauf Dachdecke

0,6 · 320 = 192 " "

Podest 0,6 · 370 = 222 " "

Podestplatte 0,6 · 75 = 45 " "

g = 876 Kp/m

$A = B = 876 \cdot 2,21 \cdot 0,5 = 970$ Kp

Zwischenpodest

Decke 0,6 · 320 = 192 Kp/m

Podestplatte 0,6 · 300 = 180 " "

g = 372 Kp/m

$A = B = 372 \cdot 2,21 \cdot 0,5 = 410$ Kp

Unterzug (Überschlag)

0,24 · 2,21 · 0,24 · 2400 = 3540 Kp

0,18 · 2,21 · 0,24 · 2400 = 1250 "

(5) 0,06 · 0,24 · 2400 · 2 = 1050 "

(6) 0,06 · 0,24 · 2 = 35 "

G = 2580 Kp

g = G = 2300 Kp/m + 10% Zuschlag

= 876 Kp/m

Podest 0,34 · 2400 = 290 " "

Podestplatte 0,6 · 0,34 · 2400 = 784 " "

g = 1950 Kp/m

$v_{sg} = 1,6 \cdot 1950 = 3120$ kp/m

teilweise Einspannung $l = 1,8$ m

$\max_v M_s = \max_v M_f = 3120 \cdot 1,8^2/16 = 630$ kpm

$A = B = 1950 \cdot 1,8 \cdot 0,5 = 1760$ kp

Bemessung: B225 $\not\equiv$ A-I

$b = 0,19$ m $\quad h = 0,35$ m

$h_{erf} = 13,7\sqrt{\frac{63}{19}} = 25,0$ cm

$F_{erf} = 0,425 \cdot 63/2,50 = 1,07$ cm²

gew: 3 ⌀ 8 mit $F_e = 1,51$ cm² > 1,07 cm²

Bügel gew.: ⌀ 6,5 $a = 20,0$ cm

$J_o = \frac{1760}{19 \cdot 35 \cdot 0,9} = 2,94$ kp/cm² < 6,5 kp/cm²

Nachweis der Transport u. Montage-Beanspruchung

Abstand der Tragösen $l = 2,0$ m

$g' = 3580/221 = 1170$ kp/m

$\max M = 1170 \cdot 2,0^2/8 = 585$ kpm

Aufteilung des Momentes auf Kurz u. Breitungsquerschnitt

$J_o = 1,9 \cdot 4,0^3/12 = 10,1$ dm⁴

$J_u = 1,9 \cdot 6,5^3/12 = 43,4$ dm⁴

$\Sigma J = 53,5$ dm⁴

$M_o = 585 \cdot 10,1/53,5 = 110$ kpm

$M_u = 585 \cdot 43,4/53,5 = 475$ kpm

10/12 VV Freiberg Außenstelle Dresden Ag 307/75 III/15/4 1605 1606 1607 1608 1609 200,0 D 23578

Bemessung: B225 HA-I

b = 0,19 m d = 0,65 m

$v_s M = 1,5 \cdot 475 = 715$ kpm

$h_{erf} = 13,7\sqrt{71,5/19} = 26,6$ cm

$F_{eerf} = 0,425\, 71,5/26,6 = 1,14$ cm²

gew.: 2 Ø 10 mit $F_e = 1,57$ cm² > 1,14 cm²

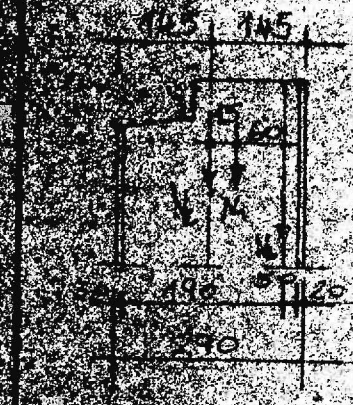
Querlege Ø 6,5 a = 20,0 cm

Fensterschacht im 1. OG

Belastung

aus Dach	= 970 kp
aus Normalgeschoß 410.3	= 1230 "
EG Element $\frac{2580}{2} \cdot 4$	= 5160 "
Wandelement i. letzten Fenster 784.2,21.0,5	= 865 "
	N_1 = 8225 kp
Sturz 1 OG 290.221.0,5	= 320 kp
Schacht 0,3 2,2 0,24 2400	= 380 "
	N_2 = 700 kp
anteilig aus Decke ü. 1. OG	N_3 = 410 kp
	ΣN = 9335 kp

50012 VV Freiberg Außenstelle Dresden Ag 307/75 III/15/6 1605 1606 1607 1608 1609 200,0 Ø 25 578



$M = 410 \cdot 7{,}5 + 8225 \cdot 1{,}5$

$= 3080 + 12300 = 15380 \text{ kpcm}$

$e = \frac{15380}{9335} = 1{,}65 \text{ cm}$

$e_1 = 1{,}00 \text{ cm}$

$a_2 = 1{,}65 + 1{,}0 = 2{,}65 \text{ cm}$

$m_a = \frac{6 \cdot 2{,}65}{190} = 0{,}84$

$\beta = 1{,}0 \quad ; \quad L_k = 280 \text{ cm}$

$L_k / d = 280 / 19 = 14{,}7 \rightarrow \omega = 1{,}48$

$F_b = 19 \cdot 28 = 530 \text{ cm}^2$

$F_e = F_e' \text{ gew.}: 3 \varnothing 12 \text{ mit } F_e = 2{,}26 \text{ cm}^2$

Bügel gew.: $\varnothing 6{,}5$ e. 15,0 cm

$\mu = \frac{2{,}26}{530} = 0{,}0085$

n. TGL 11422 Tafel 7.1 $\sigma_1 = 121{,}7 \text{ kp/cm}^2$

$v_1 N_{zul} = 530 \cdot 0{,}1217 / 1{,}48 = 43{,}6 \text{ Mp}$

$v_3 N_{vorh} = 1{,}6 \cdot 9335 = 15{,}0 \text{ Mp} < 43{,}6 \text{ Mp}$

0912 VV Freiberg Außenstelle Dresden Ag 307/75

Pos. 5 Gründung

Die Gründung des 6-geschossigen, nicht unterkellerten Gebäudes erfolgt mittels Streifenfundamente. Diese werden, soweit die nachfolgenden Berechnungen erfordern, bewehrt.

Die Fundamentunterkanten werden festgelegt:

- 1400 mm für die umfassenden Fundamente der Außenwände und die Loggiafundamente.
  Die Oberkante in diesem Bereich wird mit - 45 mm als Montageebene festgelegt.
- 850 mm für die Innenlängswände und die Innenquerwände.
  Die Oberkante dieser Fundamente wird mit - 100 mm als Oberkante des Unterbetons festgelegt. Die Oberkante der Montageebene mit - 45 mm wird durch eine Betonaufkantung von 55 mm Dicke hergestellt.
- 1700 mm für den Aufzugsschachtbereich bei einer Schachtsohle von - 1400 mm.

Im Bereich der Hausanschlußstation, des großen Treppenhauses und im Bereich der Ein- und Austritte der Be- und Entsorgungsleitungen erfolgt eine Abtreppung zur Anpassung an die benachbarten Fundamentunterkanten.

Als Baustoffe werden

Beton B 225 und
Stahl St A-I (vorgefertigte Matten)

eingesetzt.

Pos. 5.01 Ermittlung der erforderlichen Fundamentbreiten

Für die erforderlichen Fundamentbreiten werden die Lasten aus Pos. 3 zugrunde gelegt. An den vorgesehenen Standorten überwiegen auf der Gründungskoordinate Bodenarten mit einer zulässigen Bodenpressung

$$\sigma_d = 2{,}0 \text{ kp/cm}^2.$$

An den Standorten, an denen schlechtere Bedingungen angetroffen werden, erfolgt eine Baugrundverbesserung durch ein Kiespolster, um die zulässige Bodenpressung von 2,0 kp/cm² abzusichern.

Pos. 5.01.01 Fundamente Achse 1 und 17 bzw. 17a

Belastung (aus Pos. 3.06.14): 80,137/4,8 = 16,695 Mp/m

Fund.-gew. ≈ (0,475 × 1,0 + 0,775 × 0,35) · 2,3 · 1,0 = 1,716 "

$q = 18{,}411$ Mp/m

$b_{erf} = 18411 / 2 \cdot 100 = 92{,}06$ cm

gew.: $b = 95$ cm

Belastung: (aus Pos. 3.07) 26,954/1,2 = 22,462 Mp/m

Fund.-gew. ≈ wie vor = 1,716 "

$q = 24{,}178$ Mp/m

$b_{erf} = 24178 / 2 \cdot 100 = 120{,}9$ cm

gew.: $b = 125$ cm

Pos. 5.01.02 Fundament Achse 1e

Belastung: (aus Pos. 3.06.14.1) 99,088/6.0 = 16,515 Mp/m
Fund.-gew. wie Pos. 5.01.02 = 1,716 "
g = 18,231 Mp/m

b_{erf} = 18231/2·100 = 91,2 cm
gew.: b = 95 cm

Loggia wie Pos. 5.01.01

Pos. 5.01.03 Fundament Achse 2,3,4,15,16

Belastung: (aus Pos. 3.01.14.1): 96,175/4.80 = 20,036 Mp/m
Fund.-gew. ≈ 1.05·0,85·1.0·2,3 = 2,053 "
g = 22,089 Mp/m

b_{erf} = 22089/2·100 = 110 cm
gew.: b = 110 cm (Innenwand)
d_{erf} = (110 − 19)·1,36·0,5 = 62 cm < 75 cm = $d_{vorh.}$

Belastung: (aus Pos. 3.02): 28,317/1,20 = 23,598 Mp/m
Fund.-gew. ≈ wie vor 2,053 "
g = 25,651 Mp/m

b_{erf} = 25651/2·100 = 128 cm
gew.: b = 130 cm (Loggia)
d_{erf} = (130 − 19)·1,36·0,5 = 75 cm < 140 cm = $d_{vorh.}$

Pos. 5.01.04 Fundament Achse 2a, 3e, 6, 7, 8, 9, 10, 13, 14; 11 (mit V = 112,41)

Belastung: (aus Pos. 3.01) 118,05/6,0 = 19,675 Mp/m
Fund.-gew. ≈ (wie Pos. 5.01.03) = 2,053 "
g = 21,728 Mp/m

b_{erf} = 21728/2·100 = 108,6 cm
gew.: b = 110 cm (Innenwand)

d_{erf} = 62 cm < 75 cm = $d_{vorh.}$ (wie Pos. 5.01.03 Innenwand)

Belastung: (aus Pos. 3.02): 28,317 Mp.

→ gew.: b = 130 cm (doppia)

wie Pos. 5.01.03.

Pos. 5.01.05 Fundament Achse 12 u. 5

Belastung: (aus Pos. 3.03.14.4) 92,164/4,8 = 19,201 Mp/m

Fund.-gew. ≈ wie Pos. 5.01.03 = 2,053 "

q = 21,254 Mp/m

gew.: b = 110 cm (wie Pos. 5.01.03) Innenwand!

Pos. 5.01.06 Fundament Achse 4a, 5, 12, 15, 15a, doppia!

Belastung: (aus Pos. 3.05): 19,083/1,2 = 15,903 Mp/m

Fund.-gew. ≈ 0,9 × 1,4 × 1,0 × 2,3 = 2,898 "

q = 18,801 Mp/m

$b_{erf} = 18801/2 \cdot 100 = 94$ cm

gew.: b = 95 cm

$d_{vorh} = 140$ cm > d_{erf} (s.a. Pos. 5.01.03)

Pos. 5.01.07 Fundament Achse 6, 7, 9, 10

Belastung: (aus Pos. 3.03.14.4): 134,928/4,8 = 28,110 Mp/m

Fund.-gew. ≈ 1,50 × 0,85 × 1,0 × 2,3 = 2,933 "

q = 31,043 Mp/m

$b_{erf} = 31043/2 \cdot 100 = 155,2$ cm

gew.: b = 160 cm

$d_{erf} = (160 - 19) \cdot 1,36 \cdot 0,5 = 96$ cm > 75 cm

→ Bewehrung erforderlich!

Pos. 5.01.07 Fundament Achse 8

Belastung: (aus Pos. 3.03.14.1) 128,172/6,1 = 21,363 Mp/m

gew.: b = 130 cm (wie Pos. 5.01.03)

Pos. 5.01.08 Fundament Achse 4a u. 5

Belastung: aus Pos. 3.04) : 71,795 / 4,8 = 14,957 Mp/m

Fund.-gew. ≈ 0,85 · 0,85 · 1,0 · 2,3 = 1,662 "

q = 16,619 Mp/m

b_{erf} = 16619 / 2 · 100 = 83,1 cm

gew.: b = 85 cm

Pos. 5.01.09 Fundament Achse 12 u. 13

Belastung: (aus Pos. 3.01) : 118,05 / 6,0 = 19,675 Mp/m

Fund.-gew. ≈ (wie Pos. 5.01.03) = 2,053 "

q = 21,728 Mp/m

b_{erf} = 21728 / 2 · 100 = 108,6 cm

gew.: b = 110 cm

Pos. 5.01.10 Innenlängswände

Pos. 5.01.10.1 Flurbreite 1,80 m i.L.

Belastung: (aus Pos. 3.08.13) = 9,707 Mp/m

Fund.-gew.: ≈ 0,6 · 0,85 · 1,0 · 2,3 = 1,173 "

q = 10,880 Mp/m

b_{erf} = 10880 / 2 · 100 = 54,4 cm

gew.: b = 60 cm

Pos. 5.01.10.2 Flurbreite 3,00 m i.L.

Belastung: (aus Pos. 3.08.13.1) = 11,751 Mp/m

Fund.-gew.: ≈ 0,7 · 0,85 · 1,0 · 2,3 = 1,369 "

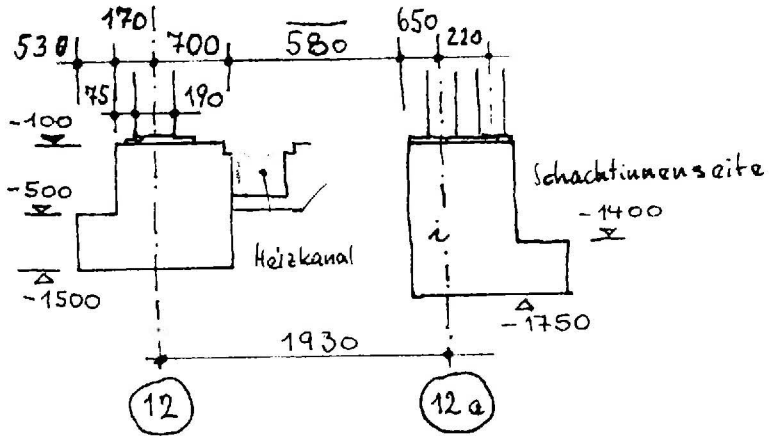
q = 13,120 Mp/m

b_{erf} = 13120 / 2 · 100 = 65,6 cm

gew.: b = 70 cm

Pos. 5.01.11.01 Fundament Achse 12 (neben HAST)

Die Belastung erfolgt nach Pos. 3.09. Die Bemessung erfolgt für $V(12a)' = V_{max} = 22,479$ Mp.



Belastung: = 22,479 Mp/m

Fund.-gew.: $(0,87 \times 0,4 + 1,0 \times 1,4) \cdot 2,3$ = 4,021 "

Q = 26,500 Mp/m

$\sigma_{vorh} = 26500 / 140 \times 100 =$ 1,89 kp/cm² < 2,0

$\tan \alpha = (1750 - 1500) / 580 = 0,431$

$\alpha = 23,32° < 25° = \alpha_{max}$

$d_{erf} = 530 \times 1,36 = 680$ m > 1000 mm (zw. Achse 12 u. 12a)

> 700 mm (zw. Achse 12 u. 12B)

⇝ UK Fund: −1200 mm; unbewehrt.

Pos. 5.01.11.02 Fundament Achse 15a (neben Haupttreppenhaus)

Belastung: (aus Pos. 3.10) 90,331/6,0 = 15,055 Mp/m

Fund.-gew. ≈ (wie Pos. 5.01.03) = 2,053 "

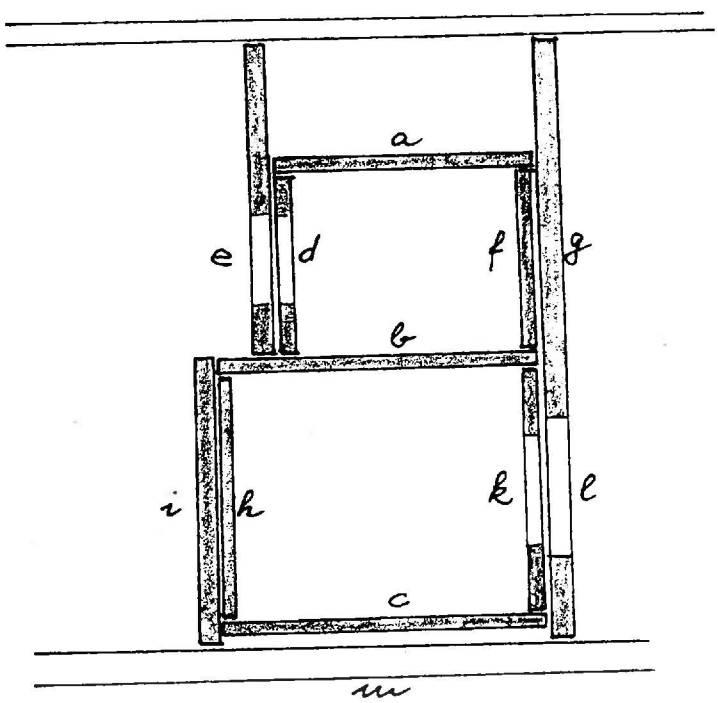
g = 17,108 Mp/m

$b_{erf} = 17108 / 2 \times 100 = 85,54$ cm

gew. b = 95 cm

$d_{vorh} = 75$ cm > 62 cm (vergl. a. Pos 5.01.03)

Pos. 5.01.72 Fundamente im Aufzugsschachtbereich



Für die Belastung auf Oberkante-Fundament werden die Werte aus der Statik des Projektes FAH-Bettenhaus 2 Mp, Projekt-NR. 521-1913-07, Seite 91 bis 131 zugrunde gelegt.

Daraus ergeben sich für:

a = 19,545 / 2,90 = 6,74 Mp/m

b = c = 22,550 / 3,35 = 6,73 Mp/m

d = 2 × 8,26 / 2,15 = 7,684 Mp/m

e = 9,165 / (0,5 · 1,26 + 0,45) = 8,486 Mp/m

f = 20,230 / 2,15 = 9,409 Mp/m

g = 47,915 / 2,75 = 17,424 Mp/m

h = 33,100 / 2,75 = 12,036 Mp/m

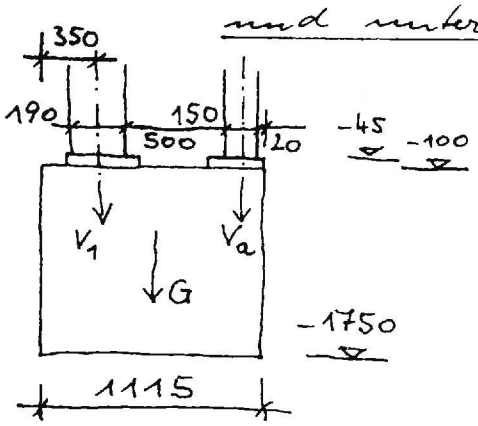
i = 39,000 / 3,05 = 12,787 Mp/m

k = 12,410 / (1,42 · 0,5 + 0,665) = 9,025 Mp/m

l = 16,330 / (1,90 · 0,5 + 0,375) = 12,325 Mp/m

m = (6 + 1,62/2,8) × 1,1 + 0,7 × 0,19 × 1,6 × 2,3
+ 0,3 · (0,32 + 0,26) = 7,716 Mp/m

Pos. 5.01.12.01 Fundament unter der Innenlängswand und unter Wand a



$\Sigma V =$

aus Pos. 3.08.13 / Innenlängswand : V_1 = 9,707 Mp/m

aus Pos. 5.01.12 / Wand a V_a = 6,740 "

Fund.-gewicht : $1,65 \cdot (0.35 + 0.095 + 0,500 + 0,15 + 0.02) \cdot 1.0 \cdot 2,3$

= G = 4,231 "

ΣV = 20,678 Mp/m

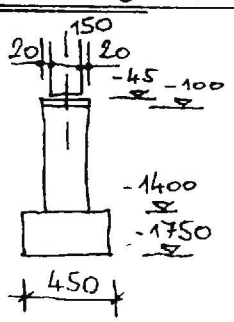
$e_x \cdot \Sigma V = e_x \cdot 20,678 = 9.707 \cdot 0,35 + 6.74 \cdot 1,02 + 4,231 \cdot 1.115/2$

$e_x = 12,631 / 20,678$

$e_x = 0,611\,m \approx 1.115/2$

$\sigma_{vorh} = 20678 / 100 \cdot 111.5 =$ 1,85 kp/cm² < 2,0

Pos. 5.01.12.02 Fundament unter der Wand b



$\Sigma V =$

aus Pos. 5.01.12 Wand B V_B = 6,730 Mp/m

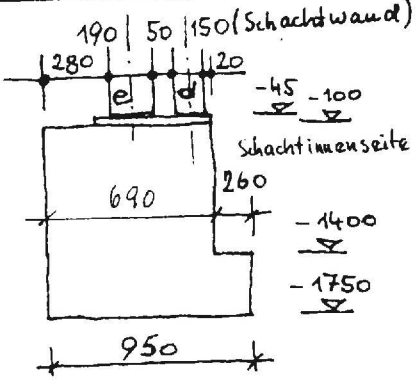
Stützung : $1,30 \cdot 0,19 \cdot 2,3 \cdot 1.0$ = 0,568 "

Fund. : $0,35 \cdot 0,45 \cdot 2.3 \cdot 1,0$ = 0,362 "

ΣV = 7,660 Mp/

$\sigma_{vorh} = 7660 / 45 \cdot 100 =$ 1.70 kp/cm² < 2.0 kp/cm²

Pos. 5.01.12.03 Fundament unter den Wänden e-d



ΣV =

aus Pos. 5.01.12 Wand d (innen) = 7,684 Mp/m

aus Pos. 5.01.12 Wand e (außen) = 8,486 "

Eigengew. d. Fund.:

$(1,30 \cdot 0,69 + 0,35 \cdot 0,95) \cdot 2,3 \cdot 1,0$ = 2,830 "

ΣV = 19,000 Mp/m

$\sigma_{d\,vorh.} = 19000 / 95 \cdot 100 = 2,00$ kp/cm² = σ_{Fund}

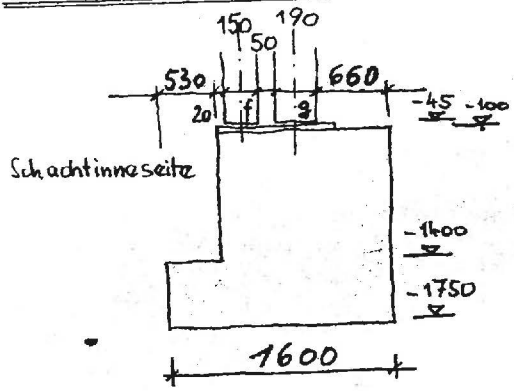
$e \cdot \Sigma V = e \cdot 19,00 = 7,684 \cdot 0,595 + 8,486 \cdot 0,375 + 1,30 \cdot 0,69 \cdot 2,3 \cdot 0,345$

$+ 0,35 \cdot 0,95 \cdot 2,3 \cdot 0,475$

$= 8,829$

$e = 0,465$ m $\approx 0,950/2$

Pos. 5.01.12.04 Fundament unter den Wänden f-g



ΣV =

aus Pos. 5.01.12 Wand f (innen) = 9,409 Mp/m

aus Pos. 5.01.12 Wand g (außen) = 17,424 "

Fund.: $(1,30 \cdot 1,07 + 0,35 \cdot 1,60) \cdot 2,3$ = 4,487 "

ΣV = 31,320 Mp/m

$\sigma_{d\,vorh.} = 31,320 / 160 \cdot 100 = 1,96$ kp/cm² < 2,0 kp/cm²

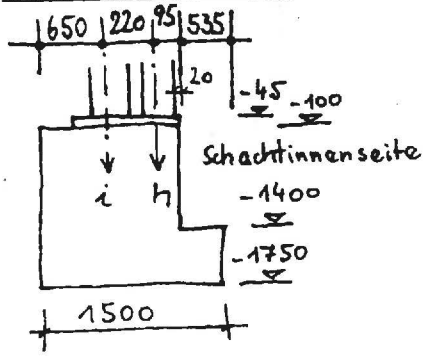
$e \cdot \Sigma V = e \cdot 31,32 = 9,409 \cdot 0,625 + 17,424 \cdot 0,845 + 1,07 \cdot 1,30 \cdot 2,3 \cdot 1,06$

$+ 0,35 \cdot 1,60 \cdot 2,3 \cdot 0,8$

$= 25,04$

$e = 0,80$ m $= 1,60/2$

Pos. 5.01.12.05 Fundament unter den Wänden h - i



$\Sigma V =$

aus Pos. 5.01.12 Wand h (innen) = 12,036 Mp/m

aus Pos. 5.01.12 Wand i (außen) = 12,787 "

Fund.-gew.: $(1.3 \cdot 0,965 + 0.35 \cdot 1,5) \cdot 2,3$ = 4,093 "

ΣV = 28,916 Mp/m

$\sigma_{d\,vorh} = 28916 / 150 \cdot 100 = 1,93$ kp/cm² < 2.0

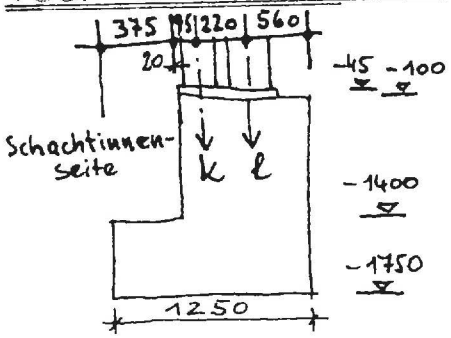
$e \cdot \Sigma V = e \cdot 28,916 = 12,036 \cdot 0.87 + 12,787 \cdot 0,65$

$+ 2,3 \cdot 1.3 \cdot 0,965^2/2 + 2,3 \cdot 0,35 \cdot 1.5^2/2$

$= 21,081$

$e = 0,729\,m \approx 1,50/2$

Pos. 5.01.12.06 Fundament unter den Wänden k - l



$\Sigma V =$

aus Pos. 5.01.12 Wand k (innen) = 9,025 Mp/m

aus Pos. 5.01.12 Wand l (außen) = 12,325 "

Fund.-gew.: $(1.3 \cdot 0,875 + 0,35 \cdot 1,25) \cdot 2,3$ = 3,623 "

ΣV = 24,973 Mp/m

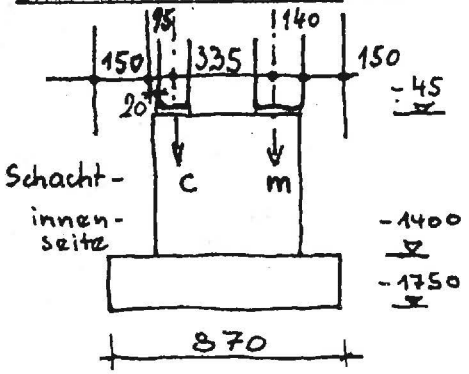
$\sigma_{d\,vorh} = 24973 / 125 \cdot 100 = 1,99$ kp/cm² ≈ 2.0

$e \cdot \Sigma V = e \cdot 24,973 = 9,025 \cdot 0,47 + 12,325 \cdot 0,69 + 1,3 \cdot 0,875 \cdot 2,3 \cdot 0,813 + 0,35 \cdot 2,3 \cdot 1,25^2 \cdot 0,$

$= 15,502$

$e = 0,621\,m \approx 1,25/2$

Pos. 5.01.12.07 Fundament unter den Wänden c – m



ΣV =

aus Pos. 5.01.12	Wand c (innen)	= 6,730 Mp/m
aus Pos. 5.01.12	Wand m (außen)	= 7,716 "
Fund.-gew.:	$(1.355 \cdot 0,57 + 0,35 \cdot 0,87) \cdot 2,3$	= 2,477 "
		ΣV = 16,913 Mp/m

$\sigma_{d\,vork} = 16913 / 87 \cdot 100 = 1,94\ kp/cm^2 < 2,0$

$e \cdot \Sigma V = e \cdot 16,913 = 6,73 \cdot 0,245 + 7,716 \cdot 0,58 + 1,355 \cdot 0,57 \cdot 2,3 \cdot 0,435$

$+ 0,35 \cdot 0,87 \cdot 2,3 \cdot 0,435$

$= 7,202$

$e = 0,426\,m \approx 0,87/2.$

Pos. 5.01.12.08 Maximaler Überstand des Fundaments ohne Bewehrung bei d = 0,35 m (1750 - 1400)

$\sigma_{max} = d_{vork} / 1,36 = 0,35 / 1,36 = 0,26\ m$

Bei den Fundamenten unter den Wänden:

f: $b_{vork} = 0,53\ m$

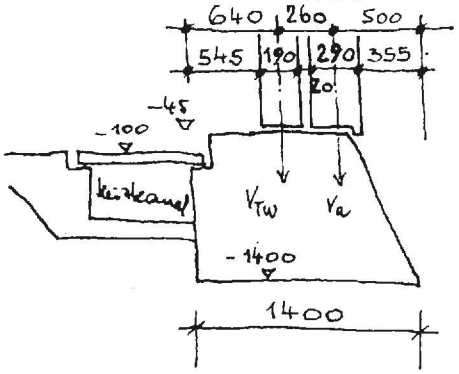
h: $b_{vork} = 0,535\ m$

k: $b_{vork} = 0,375\ m$

sind die Überstände größer als 0,26 m.

Da keine ausreichende Biegezugfestigkeit des Betons erreicht wird, ist die Querbiegung durch Bewehrung abzudecken.

Pos. 5.01.13.01 Fundament Haupttreppenhaus / Außenlängswand



Belastung aus Pos. 3.11.01:

V_{TW} =	16,646	Mp/m
V_a =	7,012	"
Fund.-gew.: 1,355 × 1,2 × 1,0 × 2,3 =	3,740	"
ΣV =	27,398	Mp/m

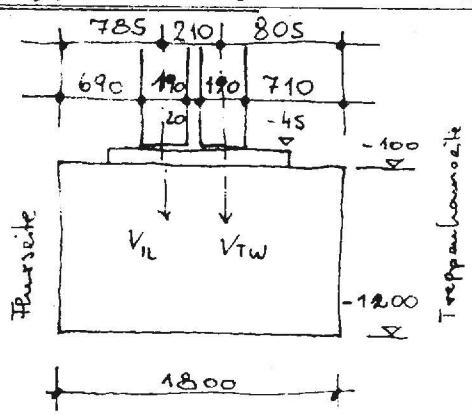
gew.: b = 140 cm

$\rightsquigarrow \sigma_{B\,vorh} = 27398/140 \times 100 = \underline{1,957\ kp/cm^2 \approx 2,0}$

$e \cdot \Sigma V = 0,64 \cdot 16.646 + 0,90 \cdot 7,012 + 0,6 \cdot 3,74$

$\underline{e = 0,701\ m \ \hat{=}\ b/2 = 0,70\ m}$

Pos. 5.01.13.02 Fundament Haupttreppenhaus / Innenlängswand



Belastung aus Pos. 3.11.02:

V_{TW} =	16,646	Mp/m
V_{IL} =	13,193	"
Fund.-gew.: 1,155 × 1,8 × 1,0 × 2,3 =	4,782	"
ΣV =	34,621	Mp/m

gew.: b = 180 cm

$\rightsquigarrow \sigma_{B\,vorh} = 34621/180 \times 100 = \underline{1,92\ kp/cm^2 < 2,0}$

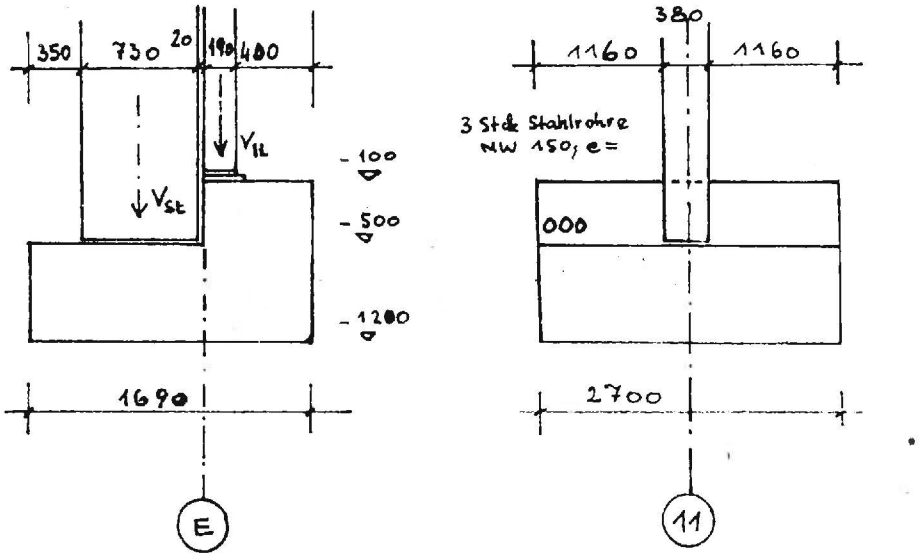
$e \cdot \Sigma V = 0,785 \cdot 13,193 + 0,995 \cdot 16,646 + 0,9 \cdot 4,782$

$e = 0,902\ m \ \hat{=}\ b/2 = 0,9\ m$

$d_{min} = 0,71 \cdot 1.36 = 0,97\ m$

→ Die Fundamentunterkante muß mindestens bei −1100 liegen, um das Fundament unbewehrt ausführen zu können.

Pos. 5.01.14.02 Stützenfundament HAST (Achse 11/E)



Belastung:

aus Pos. : V_{St} = Aufstand/Stütze u. Stützeneigengew. = 57,420 Mp

1,750 "

aus Pos. 3.08.13 : 2,7 × 9,707 = 26,209 "

Fund.-Eigengew.: (0,7 × 1,1 + 1,1 × 0,59) × 2,7 × 2,3 = 8,812 "

$\Sigma V = 94,191$ Mp

$e_x \times 94,191 = (57,42 + 1,75) \times 0,715 + 26,209 \times 1,195 + 0,7 \times 1,1 \times 2,7 \times 2,3 \times 0,55$
$+ 1,1 \times 0,59 \times 2,7 \times 2,3 \times 1,395$

$e_x = 0,87$ m $\approx b/2 = 1,690/2 = 0,845$ m

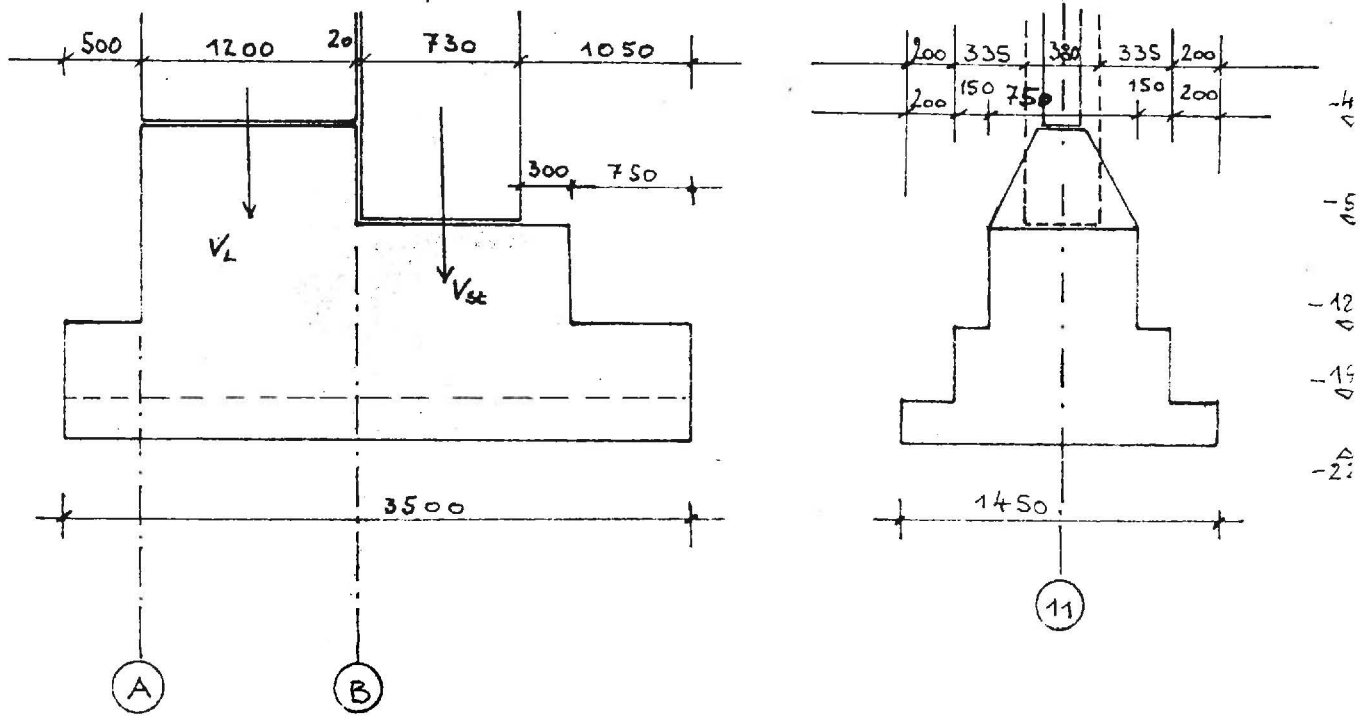
Überstand in Querrichtung (Richtung Achse E):

$d_{vorh} = 1,16 \times 1,36 = 1,57$ m $> 0,7$ m $\rightsquigarrow$ Bewehrung erforderlich

Überstand in Längsrichtung (Richtung Achse 11):

$d_{vorh} = 0,35 \times 1,36 = 0,475$ m $< 0,7$ m $\rightsquigarrow$ ohne Bewehrung.

POS. 5.01.14.01 Stützenfundament HAST (Achse 11/B)



Belastung:

aus Pos. 3.02.14: V_L = Vorspannallast Loggiaschacht = 28,317 Mp

aus Pos. V_{St} = Auflast/Stütze u. Stützeneigengew. = 54,930 "

1,750 "

Fund. geo. $\approx (0,455 \times 1,2 \times (0,2+0,75) \times 0,5 + 1,7 \times 3,5 \times 1,45) \times 2,3 = 20,439$ "

$\Sigma V = 105,436$ Mp

$e_x \cdot \Sigma V = 28,317 \times 1,1 + (54,93 + 1,75) \cdot 2,085 + 0,596 \cdot 1,1 + 19,843 \cdot 1,75$

$= 184,708$ Mpm

$e_x = 1,75$ m $\hat{=} 3,5/2 = b/2$

Überstand in Längsrichtung:

$d_{erf} = 0,75 \times 1,36 = 1,02$ m $\approx 1,00$ m $(2,200 - 1,200)$

$\rightsquigarrow$ unbewehrt

Überstand in Querrichtung:

$d_{erf} = 0,20 \times 1,36 = 0,27$ m $< 0,30$ m $(2,200 - 1,900)$

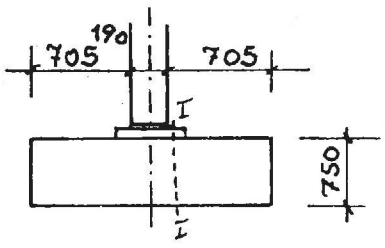
$\rightsquigarrow$ unbewehrt.

$\rightarrow$ das gesamte Fundament wird unbewehrt ausgeführt

Pos. 5.02.01 Bewehrung für Fundament: Achse 6, 7, 9, 10

Querschnitt nach Pos. 5.01.07:

$b = 160\,cm$; $d = 75\,cm$.



B 225; St A-I

$M_I = 20 \cdot 0{,}705^2 \cdot 0{,}5 = \underline{4{,}97\ Mpm}$

$h_{erf} = 13{,}7 \cdot \sqrt{4{,}97 \cdot 1{,}6} = 38{,}6\ cm$

$\rightsquigarrow k_{ce} = 0{,}04$; $k_e = 0{,}425$

$F_{e\,erf} = 0{,}425 \cdot 497 \cdot 1{,}6 / 38{,}6 = \underline{8{,}75\ cm^2/m}$

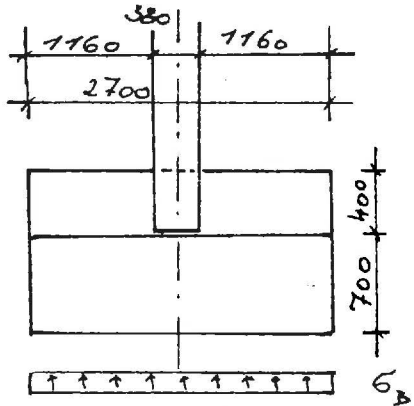
gew.: $\underline{\phi\,14;\ e = 16{,}0\ cm \mathrel{\hat{=}} 9{,}63\ cm^2/m}$

Die Endverankerung erfolgt durch $2\,\phi\,14$ mit $e = 10{,}0\ cm$.

$\rightsquigarrow$ FM 23.4

Pos. 5.02.02 Bewehrung für Stützenfundament HAST: Achse 11/E

Querschnitt nach Pos. 5.01.14.2



B 160 / St A-III

$\max M_x = q \cdot b_x \cdot b_y \cdot (b_x - a_x)/8$

$= 20 \cdot 2{,}7 \cdot 1{,}69\,(2{,}7 - 0{,}38)/8$

$= \underline{26{,}465\ Mpm}$

$b/2 = 1{,}69/2 = 0{,}845\ m$

$b/4 = 1{,}69/4 = 0{,}4225\ m$

I: $\underline{0{,}125\,M_x = 3{,}308\ Mpm}$

II: $\underline{0{,}75\,M_x = 19{,}849\ Mpm}$

I: $k_h = 60/\sqrt{1{,}6 \cdot 1984{,}9/84{,}5} = 9{,}79 \rightsquigarrow k_{ce} = 0{,}12$

$k_e = 0{,}253$

$F_{e_I} = 0{,}253 \cdot 1{,}6 \cdot 1984{,}9/60 = 13{,}39\ cm^2$

gew.: $\underline{9\,\phi\,14 = 13{,}9\ cm^2}$

II: $h_{erf} = 16,3 \times \sqrt{1,6 \cdot 330,8 / 42,25} = 57,7\,cm < 60\,cm$

$\rightsquigarrow k_{xe} = 0,04 \; ; \; k_e = 0,243$

$F_{e\,II} = 0,243 \cdot 1,6 \cdot 330,8 / 57,7 = 2,23\,cm^2$

gew.: $\underline{2 \varnothing 14 = 3,08\,cm^2}$

$\rightsquigarrow$ FM 23.5

Pos. 5.02.03 Berechnung für Fundament am Aufzugschacht

Fundament unter Wand k: Querschnitt s. Pos. 5.01.12.08 und Pos. 5.01.12.06

Überstand: 0,375 m, Dicke: d = 0,35 m

max $M_I = 20 \cdot 0,375^2 \cdot 0,5 = \underline{1,4063\,Mpm}$

$h_{erf} = 13,7 \times \sqrt{1,4063 \times 1,6} = 20,55\,cm < 35\,cm$

$\rightsquigarrow$ $k_{xe} = 0,04$, $k_e = 0,425$ } B 225 / St A-I

$F_{e\,erf} = 0,425 \cdot 140,63 \cdot 1,6 / 20,55 = \underline{4,65\,cm^2/m}$

gew.: $\underline{\varnothing 10, e = 16,5\,cm \mathrel{\widehat{=}} 4,65\,cm^2/m}$

$\rightsquigarrow$ FM 23.1

Pos. 5.02.04 Berechnung für Fundament am Aufzugschacht

Fundament unter Wand f und h: Querschnitt s. Pos. 5.01.12.08 und Pos. 5.01.12.04 u. Pos. 5.01.12.05.

max. Überstand: 0,535 m, Dicke: d = 0,35 m.

max $M_I = 20 \cdot 0,535^2 \cdot 0,5 = \underline{2,862\,Mpm}$

$h_{erf} = 13,7 \cdot \sqrt{2,862 \times 1,6} = 29,3\,cm < 35\,cm$

$k_{xe} = 0,04$, $k_e = 0,425$ } B 225 / St A-I

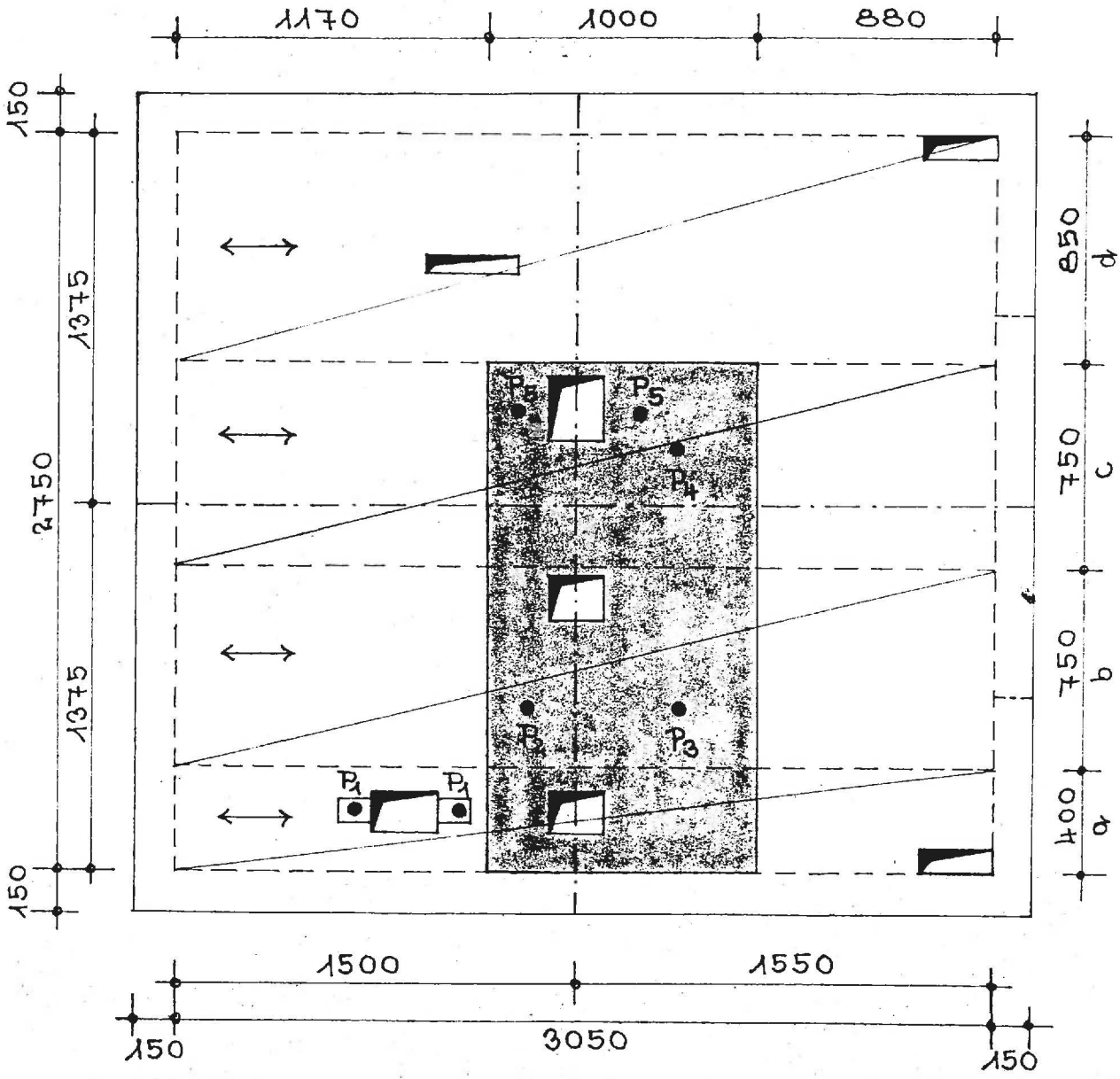
$F_{e\,erf} = 0,425 \times 286,2 \times 1,6 / 29,3 = \underline{6,64\,cm^2/m}$

gew.: $\underline{\varnothing 12, e = 16,5\,cm \mathrel{\widehat{=}} 6,85\,cm^2/m}$

$\rightsquigarrow$ FM 23.2 u. FM 23.3

Beide Matten unterscheiden sich durch Einbaulänge und Gesamtbreite.

Schachtdecke für den Aufzug „P 161"



Einzellasten nach Angabe des Aufzugsherstellers BAF:

P_1 = 1750 kgs

P_2 = 4500 kgs

P_3 = 3000 kgs

P_4 = 1000 kgs

P_5 = 1900 kgs

1. Deckenstreifen „a"

Belastungen: (für 0,40 m Breite)

Deckenplatte $0{,}15 \cdot 0{,}40 \cdot 2400$ — $g \triangleq 145$ kpa | m

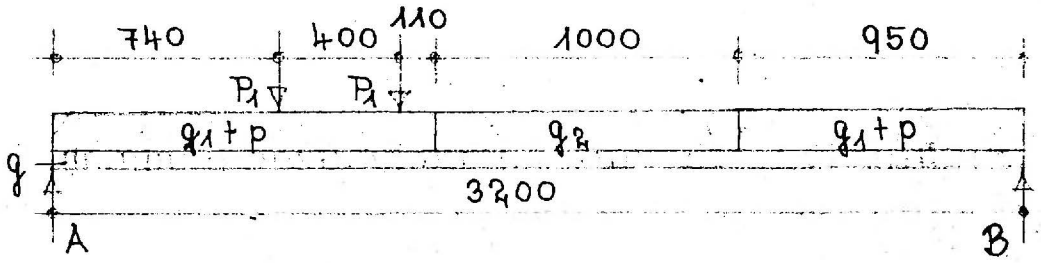
Betonestrich, 100 mm dick
$0{,}10 \cdot 0{,}40 \cdot 2200$ — $g_1 \triangleq 90$ kpa | m

Antriebsfundament $0{,}40 \cdot 1000$ — $g_2 = 400$ kpa | m

Verkehrslast $0{,}40 \cdot 800$ — $p = 320$ kpa | m

Einzellasten vom Aufzug: $P_1 = 1750$ kpa

Die Belastungsangaben für das Antriebsfundament, für die Verkehrslast und für die Einzellasten wurden der Zeichnungs-Nr. K | 2 des Aufzugsherstellers BAF entnommen.



$\ell = 3{,}05 + 0{,}15 = 3{,}20$ m

Da die Belastungen $g_1 + p$ annähernd gleich der Belastung g_2 ist, wird zur Vereinfachung der Berechnung mit einer durchgehenden Gleichlast von 410 kpa | m gerechnet.

$A = (145 + 410) \cdot 3{,}20 \cdot 0{,}5 + 1750 \cdot 2{,}46 \,|\, 3{,}20 +$
$+ 1750 \cdot 2{,}06 \,|\, 3{,}20 =$
$= 890 + 1345 + 1125 = \underline{3360 \text{ kgs}}$

$B = (145 + 410) \cdot 3{,}20 \cdot 0{,}5 + 1750 \cdot 0{,}74 \,|\, 3{,}20 +$
$+ 1750 \cdot 1{,}14 \,|\, 3{,}20 =$
$= 890 + 405 + 625 = \underline{1920 \text{ kgs}}$

Die Querkraftnullstelle liegt unter der rechten Einzellast P_1.

$A\,(g + g_1 + g_2 + p) = \underline{890 \text{ kgs}}$
$A\,(P_1) = 1345 + 1125 = \underline{2470 \text{ kgs}}$
$M_{stat.}\,(g + g_1 + g_2 + p) = 890 \cdot 1{,}14 - (410 + 145) \cdot 1{,}14^2 \,|\, 2 =$
$= 1015 - 360 = \underline{655 \text{ kgm}}$
$M_{stat.}\,(P_1) = (2470 \cdot 1{,}14 - 1750 \cdot 0{,}40) \,|\, 1{,}2 =$
$= (2810 - 700) \,|\, 1{,}2 = 2110 \,|\, 1{,}2 = \underline{1760 \text{ kgm}}$
$M_{dyn.}\,(P_1) = 2110 - 1760 = \underline{350 \text{ kgm}}$
$\nu_s \cdot M_{stat.} = 1{,}6 \cdot 655 + 1{,}7 \cdot 1760 =$
$= 1050 + 2990 = \underline{4040 \text{ kgm}}$
$\nu_s \cdot M_{dyn.} = 1{,}4 \cdot 350 = \underline{490 \text{ kgm}}$
$M_u = \underline{4040 \text{ kgm}}$
$M_o = 4040 + 490 = \underline{4530 \text{ kgm}}$
$M_u \,|\, M_o = 4040 \,|\, 4530 = 0{,}893$
$K_1 = 1{,}0$ nach Tafel 9.1.
$m_{dyn.} = 1{,}0$ bei St. A-I nach Tafel 9.2. } TGL 11422

Bemessung: B 225 ; S7. A-I

$b' = 40{,}0 - 16{,}0 = 24{,}0$ cm $d = 15{,}0$ cm $h = 13{,}0$ cm

$K_m = 453 \mid 24{,}0 \cdot 13{,}0^2 = 0{,}112 \longrightarrow \underline{K_{x_R} > 0{,}375}$

Da die zulässigen K_{x_R}-Werte erheblich überschritten werden, wird zur Aufnahme der vorhandenen Belastungen am Rand des Deckenstreifens „4" ein I-Träger angeordnet.

Die Spannrichtung des Deckenstreifens „4" verläuft von der Schachtwand „C" zum I-Träger.

Anteiliges Moment für die Bemessung des Trägers:

$M = 0{,}5 \cdot (655 + 1760 + 350) = 0{,}5 \cdot 2765 \triangleq 1385$ kgm/m

gew. I 16 mit $W_x = 117$ cm³

vorh. $\sigma = 138500 \mid 117 = 1185$ kg/cm² < 1600

Bewehrung des Deckenstreifens:

gew. konstr. ϕ 8 ; e = 20,0 cm

Unter den Einzellasten P_1 sind jeweils 4 ϕ 8 anzuordnen.

VE = ϕ 6,5 ; e = 20,0 cm

2. Deckenstreifen „b"

Belastungen: (für 0,75 m Breite)

Deckenplatte $0{,}15 \cdot 0{,}75 \cdot 2400$ — $g = 270$ kpa/m

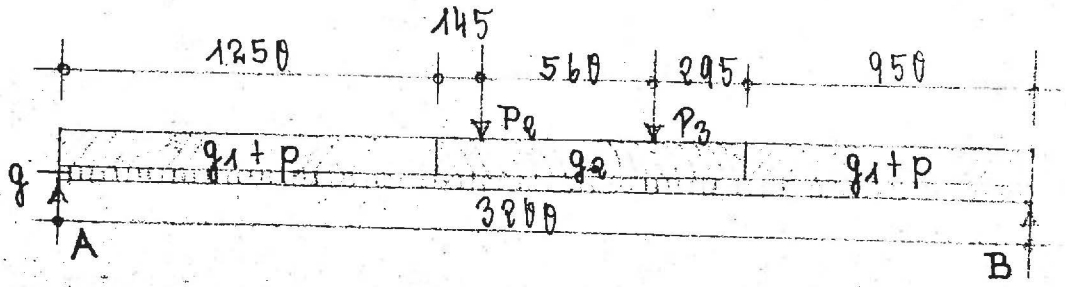
Betonstrich, 100 mm dick
$0{,}10 \cdot 0{,}75 \cdot 2200$ — $g_1 = 165$ kpa/m

Antriebsfundament $0{,}75 \cdot 1000$ — $g_2 = 750$ kpa/m

Verkehrslast $0{,}75 \cdot 800$ — $p = 600$ kpa/m

Einzellasten vom Aufzug: $P_2 = 4500$ kpa
$P_3 = 3000$ kpa

$l = 3{,}05 + 0{,}15 = 3{,}20$ m



Da die Belastungen $g_1 + p$ annähernd gleich der Belastung g_2 ist, wird zur Vereinfachung der Berechnung mit einer durchgehenden Gleichlast von 765 kpa/m gerechnet.

$A = (270 + 765) \cdot 3{,}20 \cdot 0{,}5 + 4500 \cdot 1{,}805 \,|\, 3{,}20 +$
$+ 3000 \cdot 1{,}345 \,|\, 3{,}20 =$
$= 1655 + 2540 + 1170 = 5365$ kpa

$B = (270+765)\cdot 3{,}20\cdot 0{,}5 + 4500\cdot 1{,}395 \,|\, 3{,}20 +$
$+ 3000\cdot 1{,}955 \,|\, 3{,}20 =$
$= 1655 + 1960 + 1830 = \underline{5445 \text{ kp}}$

Die Querkraftnullstelle liegt unter der Einzellast P_2.

$A(g+g_1+g_2+p) = \underline{1655 \text{ kp}}$
$A(P_2+P_3) = 3540 + 1170 = \underline{3710 \text{ kp}}$
$M_{stat.}(g+g_1+g_2+p) = 1655\cdot 1{,}395 - (270+765)\cdot 1{,}395^2 \,|\, 2 =$
$= 2310 - 1005 = \underline{1305 \text{ kpm}}$
$M_{stat.}(P_2+P_3) = (3710\cdot 1{,}395) \,|\, 1{,}2 =$
$= 5180 \,|\, 1{,}2 = \underline{4320 \text{ kpm}}$
$M_{dyn.}(P_2+P_3) = 5180 - 4320 = \underline{860 \text{ kpm}}$

$\nu_s \cdot M_{stat.} = 1{,}6\cdot 1305 + 1{,}7\cdot 4320 =$
$= 2090 + 7340 = \underline{9430 \text{ kpm}}$
$\nu_s \cdot M_{dyn.} = 1{,}4\cdot 860 = \underline{1205 \text{ kpm}}$
$M_u = \underline{9430 \text{ kpm}}$
$M_o = 9430 + 1205 = \underline{10635 \text{ kpm}}$
$M_u \,|\, M_o = 9430 \,|\, 10635 = 0{,}886$
$K_1 = 1{,}0$ nach Tafel 9.1.
$m_{dyn.} = 1{,}0$ bei St. A-I nach Tafel 9.2. } TGL 11433

Bemessung: B 225 ; St. A-I
$b' = 75{,}0 - 16{,}0 = 59{,}0$ cm
$d = 15{,}0$ cm $\qquad h = 13{,}0$ cm
$K_m = 1863{,}5 \,|\, 59{,}0\cdot 13{,}0^2 = 0{,}107 \longrightarrow \underline{K_{x_R} > 0{,}375}$

Da die zulässigen $K*_R$ - Werte erheblich überschritten werden, müssen die Einzellasten P_2 und P_3 von Stahlträgern aufgenommen werden:

$M(P_2+P_3) = 4320 + 860 = 5180$ kgm

gew. 3 I 16 mit $Wx = 3 \cdot 117 = 351$ cm³

vorh. $\sigma = 518000 \mid 351 = 1480$ kg/cm² < 1600

Die Träger sind jeweils an den Enden und in den Drittelspunkten durch je 1 Schraube M 12 miteinander zu verbinden. Als Abstandshalter sind Rohrhülsen vorzusehen. Der Hohlraum zwischen den Trägern ist sorgfältig mit B 225 auszufüllen.

Bewehrung des Rekenstreifens:

$\nu_s \cdot M(g+g_1+g_2+P) = 1{,}6 \cdot 1305 = 2088$ kgm

$K_m = 209 \mid 59{,}0 \cdot 13{,}0^2 = 0{,}0210 \longrightarrow K*_R = 0{,}17$

$z = 0{,}915 \cdot 13{,}0 = 11{,}9$ cm

$f_e = 209 \mid 2{,}4 \cdot 11{,}9 = 7{,}32$ cm²

f_e pro m $= 7{,}32 \mid 0{,}59 = 12{,}45$ cm²

gew. ϕ 12 | e = 9,0 cm mit 12,57 cm² | m > 12,45

VE $= 12{,}45 \mid 5 = 2{,}49$ cm² | m

gew. ϕ 8 | e = 17,0 cm mit 2,96 cm² | m > 2,49

Auftriebssicherung:

$A(g+g_1+g_2+P) = 1655$ kg

$\tau_0 = 1655 \mid 75{,}0 \cdot 0{,}9 \cdot 13{,}0 = 1{,}89$ kg/cm² $< 4{,}50$

Weitere Nachweise erübrigen sich.

3. Deckenstreifen „C"

Belastungen: (für 0,75 m Breite)

Deckenplatte $0{,}15 \cdot 0{,}75 \cdot 2400$ — $g = 270$ kg/m

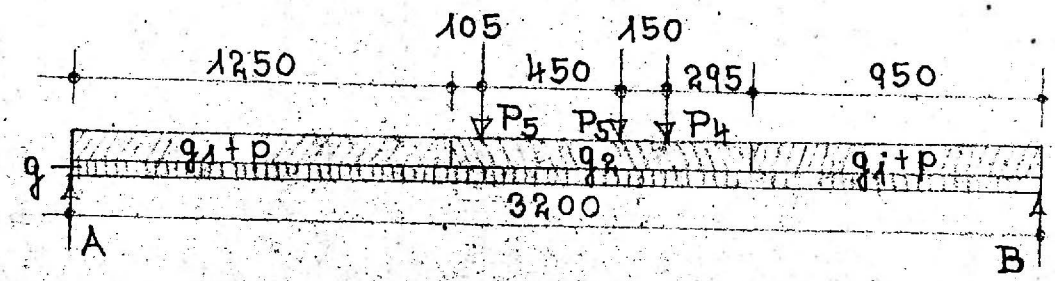
Betonstrich, 100 mm dick
$0{,}10 \cdot 0{,}75 \cdot 2200$ — $g_1 = 165$ kg/m

Antriebsfundament $0{,}75 \cdot 1000$ — $g_2 = 750$ kg/m

Verkehrslast $0{,}75 \cdot 800$ — $p = 600$ kg/m

Einzellasten vom Aufzug: $P_4 = 1000$ kg
$P_5 = 1900$ kg

$l = 3{,}05 + 0{,}15 = 3{,}20$ m



Da die Belastungen $g_1 + p$ annähernd gleich der Belastung g_2 ist, wird zur Vereinfachung der Berechnung mit einer durchgehenden Gleichlast von 765 kg/m gerechnet.

$A = (270 + 765) \cdot 3{,}20 \cdot 0{,}5 + 1900 \cdot 1{,}845 \,|\, 3{,}20 +$
$+ 1900 \cdot 1{,}395 \,|\, 3{,}20 + 1000 \cdot 1{,}245 \,|\, 3{,}20 =$
$= 1655 + 1095 + 830 + 390 = 3970$ kg

$B = (270 + 765) \cdot 3{,}20 \cdot 0{,}5 + 1900 \cdot 1{,}355 \,|\, 3{,}20 +$
$+ 1900 \cdot 1{,}805 \,|\, 3{,}20 + 1000 \cdot 1{,}955 \,|\, 3{,}20 =$
$= 1655 + 805 + 1070 + 615 = 4145$ kp

Die Querkraftnullstelle liegt unter der rechten Einzellast P_5

$A(g + g_1 + g_2 + p) = 1655$ kp

$A(P_4 + P_5) = 1095 + 830 + 390 = 2315$ kp

$M_{stat.}(g + g_1 + g_2 + p) = 1655 \cdot 1{,}805 - (270 + 765) \cdot 1{,}805^2 \,|\, 2$
$= 2990 - 1685 = 1305$ kpm

$M_{stat.}(P_4 + P_5) = (2315 \cdot 1{,}805 - 1900 \cdot 0{,}45) \,|\, 1{,}2 =$
$= (4170 - 855) \,|\, 1{,}2 = 3315 \,|\, 1{,}2 =$
$= 2760$ kpm

$M_{dyn.}(P_4 + P_5) = 3315 - 2760 = 555$ kpm

$\nu_s \cdot M_{stat.} = 1{,}6 \cdot 1305 + 1{,}7 \cdot 2760 =$
$= 2090 + 4690 = 6770$ kpm

$\nu_s \cdot M_{dyn.} = 1{,}4 \cdot 555 = 775$ kpm

$M_u = 6770$ kpm

$M_o = 6770 + 775 = 7545$ kpm

$M_u \,|\, M_o = 6770 \,|\, 7545 = 0{,}898$

$K_1 = 1{,}0$ nach Tafel 9.1.

$m_{dyn.} = 1{,}0$ bei St. A-I nach Tafel 9.2. } TGL 11422

Bemessung: B 225; St. A-I

$b' = 75{,}0 - 24{,}0 = 51{,}0$ cm $\quad d = 15{,}0$ cm $\quad h = 13{,}0$ cm

$K_m = 754{,}5 \,|\, 51{,}0 \cdot 13{,}0^2 = 0{,}0876 \longrightarrow K_{x_R} \geq 0{,}375$

Wegen Überschreitung der zulässigen $K x_R$ - Werte werden neben der Aussparung beidseitig Stahlträger zur Aufnahme der Einzellasten P_4 und P_5 angeordnet.

$M(P_4 + P_5) = 2760 + 555 = \underline{3315 \text{ kpm}}$

gew. 2 I 16 mit $Wx = 2 \cdot 117 = 234 \text{ cm}^3$

vorh. $\sigma = 331500 \,|\, 234 = 1420 \text{ kp} \,|\, \text{cm}^2 < 1600$

Bewehrung des Deckenstreifens:

$x_s \cdot M(g + g_1 + g_2 + p) = 1{,}6 \cdot 1305 = 2090 \text{ kpm}$

$K_m = 209 \,|\, 51{,}0 \cdot 13{,}0^2 = 0{,}0243 \longrightarrow K x_R = 0{,}20$

$z = 0{,}9 \cdot 13{,}0 = 11{,}7 \text{ cm}$

$f_e = 209 \,|\, 2{,}4 \cdot 11{,}7 = 7{,}45 \text{ cm}^2$

$f_e \text{ pro m} = 7{,}45 \,|\, 0{,}51 = 14{,}60 \text{ cm}^2$

gew. ϕ 12 ; $e = 7{,}5$ cm mit $15{,}05 \text{ cm}^2 \,|\, \text{m} > 14{,}60$

$VE = 14{,}60 \,|\, 5 = 2{,}92 \text{ cm}^2 \,|\, \text{m}$

gew. ϕ 8 ; $e = 17{,}0$ cm mit $2{,}96 \text{ cm}^2 \,|\, \text{m} > 2{,}92$

Auflagersicherung:

$A(g + g_1 + g_2 + p) = 1655 \text{ kp}$

$\tau_0 = 1655 \,|\, 75{,}0 \cdot 0{,}9 \cdot 13{,}0 = 1{,}89 \text{ kp} \,|\, \text{cm}^2 < 4{,}50$

Weitere Nachweise erübrigen sich.

Die Bewehrung zwischen den beiden Trägern wird konstruktiv angeordnet.

4. Deckenstreifen „d"

Belastung:

Betonestrich, 100 mm dick
0,10 · 2200 — $g_1 = 220$ kp/m²

Deckenplatte, 150 mm dick
0,15 · 2400 — $g = 360$ kp/m²

Verkehrslast — $p = 800$ kp/m²

$q = 220 + 360 + 800 = \underline{1380 \text{ kp/m}^2}$

$l = 3{,}05 + 0{,}15 = 3{,}20$ m

$A = B = 1380 \cdot 3{,}20 : 0{,}5 = \underline{2210 \text{ kp/m}}$

$v_s \cdot M = 1{,}6 \cdot 1380 \cdot 3{,}20^2 / 8 = \underline{2820 \text{ kpm/m}}$

Bemessung: B 225; St. A-I

$b = 100$ cm $d = 15{,}0$ cm $h = 13{,}0$ cm

$K_m = 282 / 100 \cdot 13{,}0^2 = 0{,}0167 \longrightarrow K_{x\,R} = 0{,}14$

$z = 0{,}930 \cdot 13{,}0 = 12{,}05$ cm

$f_e = 282 / 2{,}4 \cdot 12{,}05 = 9{,}75$ cm²/m

gew. ϕ 12; e = 11,5 cm mit 9,84 cm²/m > 9,75

$VE = 9{,}75 / 5 = 1{,}95$ cm²/m

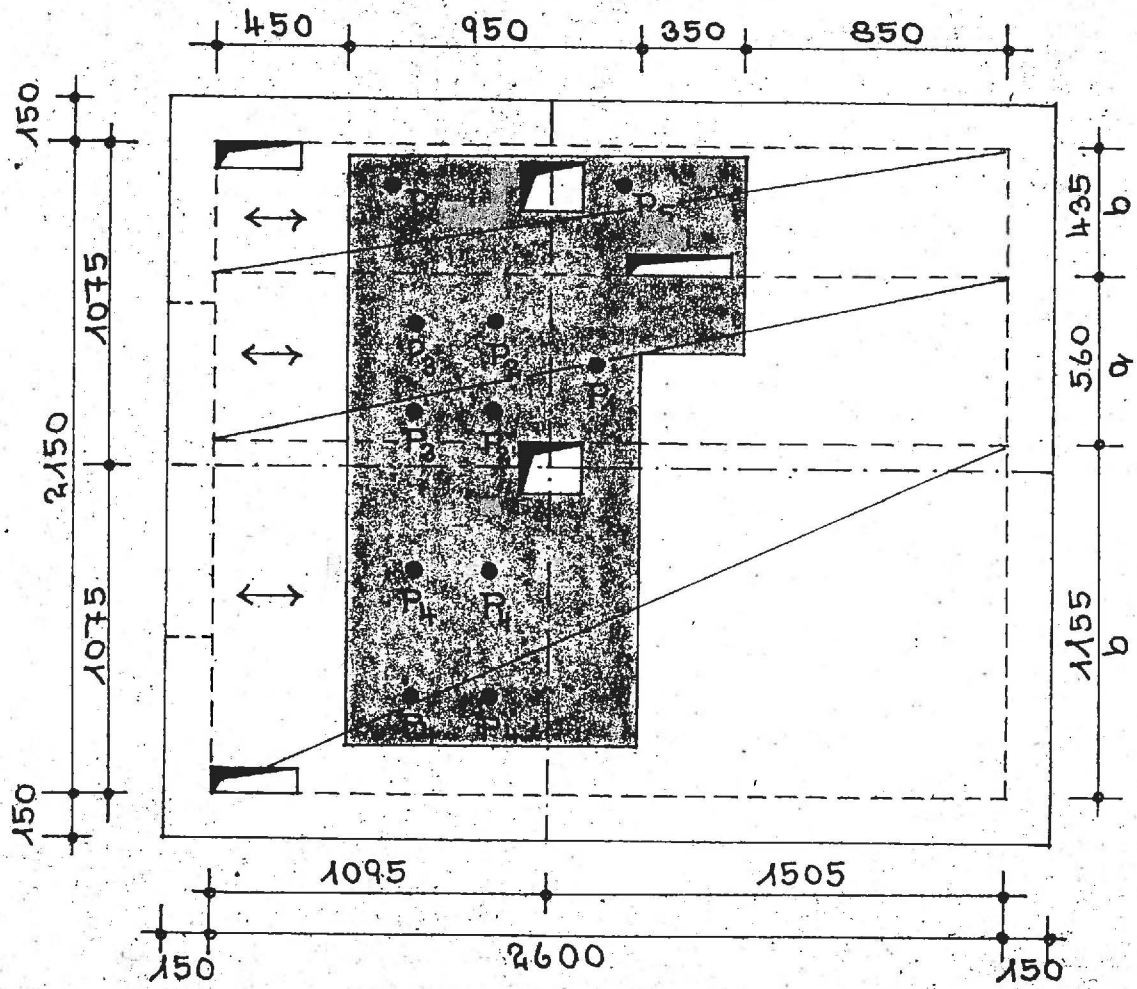
gew. ϕ 8; e = 17,0 cm mit 2,96 cm²/m > 1,95 (konstr.)

Querkraftsicherung:

$\tau_0 = 2210 / 100 \cdot 0{,}9 \cdot 13{,}0 = 1{,}89$ kp/cm² < 4,50

Weitere Nachweise erübrigen sich.

Schachtdecke für den Aufzug „P 053"



Einzellasten nach TGL 20-376932, Blatt 5

P_1 = 2800 kp
P_2 = 100 kp
P_3 = 600 kp
P_4 = 200 kp
P_5 = 200 kp
P_6 = 100 kp

1. Deckenstreifen „a"

Belastungen: (für 0,56 m Breite)

Deckenplatte $0{,}15 \cdot 0{,}56 \cdot 2400$ — $g = 200$ kp/m

Betonestrich, 100 mm dick
$0{,}10 \cdot 0{,}56 \cdot 2200$ — $g_1 = 125$ kp/m

Antriebsfundament
$(2000 / 1{,}90) \cdot 0{,}56$ — $g_2 = 590$ kp/m

Verkehrslast $0{,}56 \cdot 500$ — $p = 280$ kp/m

Einzellasten vom Antrieb:

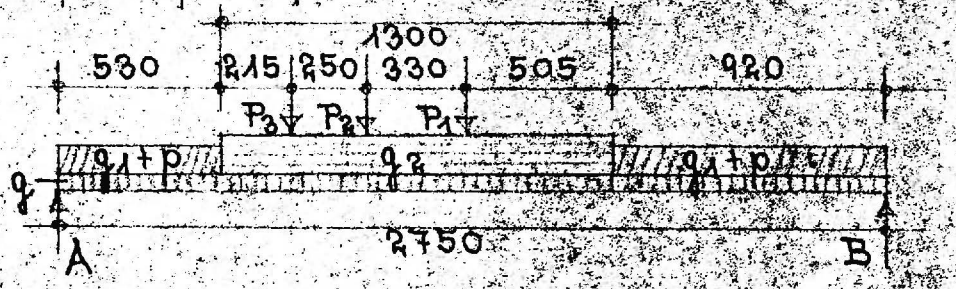
$P_1 = 2800$ kp

$P_2 = 2 \cdot 100 = 200$ kp

$P_3 = 2 \cdot 600 = 1200$ kp

Die Belastungsangaben für das Antriebsfundament, für die Verkehrslast und für die Einzellasten wurden der TGL 20-376932, Blatt 5, entnommen.

$l = 2{,}60 + 0{,}15 = 2{,}75$ m



$A \cdot 200 \cdot 2{,}75 \cdot 0{,}5 + (125+280) \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}475 \,|\, 2{,}75 +$
$+ 590 \cdot 1{,}30 \cdot 1{,}57 \,|\, 2{,}75 + (125+280) \cdot 0{,}92 \cdot 0{,}46 \,|\, 2{,}75 +$
$+ 1200 \cdot 2{,}005 \,|\, 2{,}75 + 200 \cdot 1{,}755 \,|\, 2{,}75 + 2800 \cdot 1{,}425 \,|\, 2{,}7$
$= 275 + 195 + 440 + 65 + 875 + 130 + 1450 = \underline{3430 \text{ kp}}$

$B = 200 \cdot 2{,}75 \cdot 0{,}5 + (125+280) \cdot 0{,}53 \cdot 0{,}265 \,|\, 2{,}75 +$
$+ 590 \cdot 1{,}30 \cdot 1{,}18 \,|\, 2{,}75 + (125+280) \cdot 0{,}92 \cdot 3{,}29 \,|\, 2{,}75 +$
$+ 1200 \cdot 0{,}745 \,|\, 2{,}75 + 200 \cdot 0{,}995 \,|\, 2{,}75 + 2800 \cdot 1{,}325 \,|\, 2{,}75 =$
$= 275 + 20 + 330 + 310 + 325 + 75 + 1350 = \underline{2685 \text{ kp}}$

Die Querkraftnullstelle liegt unter der Einzellast P_1.

$B(g+g_1+g_2+p) = 275 + 20 + 330 + 310 = \underline{935 \text{ kp}}$

$B(P_1+P_2+P_3) = 325 + 75 + 1350 = \underline{1750 \text{ kp}}$

$M_{stat.}(g+g_1+g_2+p) = 935 \cdot 1{,}425 - (200+590) \cdot 0{,}505^2 \,|\, 2$
$- (200+125+280) \cdot 0{,}92 \cdot 0{,}915 =$
$= 1335 - 100 - 535 = \underline{700 \text{ kpm}}$

$M_{stat.}(P_1+P_2+P_3) = (1750 \cdot 1{,}425) \,|\, 1{,}2 =$
$= 2490 \,|\, 1{,}2 = \underline{2080 \text{ kpm}}$

$M_{dyn.}(P_1+P_2+P_3) = 2490 - 2080 = \underline{410 \text{ kpm}}$

$\nu_s \cdot M_{stat.} = 1{,}6 \cdot 700 + 1{,}7 \cdot 2080 =$
$= 1120 + 3540 = \underline{4660 \text{ kpm}}$

$\nu_s \cdot M_{dyn.} = 1{,}4 \cdot 410 = \underline{575 \text{ kpm}}$

$M_u = \underline{4660 \text{ kpm}}$

$M_o = 4660 + 575 = \underline{5235 \text{ kpm}}$

$M_u \,|\, M_o = 4660 \,|\, 5235 = 0{,}893$

$K_1 = 1{,}0$ nach Tafel 9.1.

$m_{dyn.} = 1{,}0$ bei St. A-I nach Tafel 9.2. } TGl 11422

Bemessung: B 225 ; St. A-I

$b = 56{,}0$ cm $\quad d = 15{,}0$ cm $\quad h = 13{,}0$ cm

$K_m = 523{,}5 \,|\, 56{,}0 \cdot 13{,}0^2 = 0{,}0554 \longrightarrow \underline{K x_B > 0{,}375}$

Da durch das Maschinenfundament eine Verteilung der Einzellasten angenommen werden kann, wird zur Aufnahme der vorhandenen Belastungen des Deckenstreifens „a" ein Teil des Querschnittes vom Deckenstreifen „b" mit herangezogen.

$b' = 56{,}0 + 60{,}0 = 116{,}0$ cm

Anteiliges Moment vom Deckenstreifen „b":

$r_S \cdot M' = 0{,}60 \cdot 2790 = 1675$ kgcm

$\Sigma r_S \cdot M = 5235 + 1675 = 6910$ kgcm

$K_m = 691 \,|\, 116{,}0 \cdot 13{,}0^2 = 0{,}0353 \longrightarrow K^*_R = 0{,}31$

$z = 0{,}845 \cdot 13{,}0 = 10{,}95$ cm

$f_e = 691 \,|\, 2{,}4 \cdot 10{,}95 = 26{,}30$ cm²

Erforderliche Bewehrung pro m Breite:

$f_e' = 26{,}30 \,|\, 1{,}16 = 22{,}70$ cm² | m

gew. ϕ 18 ; e = 11,0 cm mit 23,14 cm² | m > 22,70

$VE = 22{,}70 \,|\, 5 = 4{,}54$ cm² | m

gew. ϕ 8 ; e = 11,0 cm mit 4,57 cm² | m > 4,54

Querkraftsicherung:

Anteilige Querkraft vom Deckenstreifen „b":

$Q_A' = 0{,}60 \cdot 2250 = 1350$ kg

$\Sigma Q_A = 3430 + 1350 = 4780$ kg

$\tau_{0(A)} = 4780 \,|\, 116{,}0 \cdot 0{,}9 \cdot 13{,}0 = 3{,}52$ kg | cm² < 4,50

Verankerung der Feldbewehrung an den Endauflagern:

$Z_A = 1{,}50 \cdot 4780 = 7170$ kg

Durch halbkreisförmige Haken werden aufgenommen:

$Z_A = 10{,}55 \cdot 700 \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}8^2 \,|\, 4 = 18750$ kg > 7170

2. Deckenstreifen „b"

Bei der Schnittkraftermittlung für diesen Deckenstreifen werden die Einzellasten P_H als Gleichlast auf dem Antriebsfundament angenommen.

Belastungen:

Deckenplatte, 150 mm dick
$0{,}15 \cdot 2400$ $\qquad g = 360 \text{ kp/m}^2$

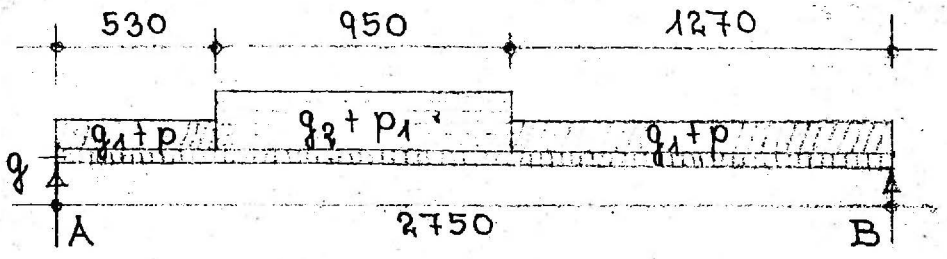
Betonestrich, 100 mm dick
$0{,}10 \cdot 2200$ $\qquad g_1 = 220 \text{ kp/m}^2$

Antriebsfundament
$2000 \mid 1{,}90$ $\qquad g_2 = 1050 \text{ kp/m}^2$

Von den Einzellasten P_H
$4 \cdot 200 \mid 0{,}95 \cdot 0{,}90$ $\qquad p_1 = 940 \text{ kp/m}^2$

Verkehrslast $\qquad p = 500 \text{ kp/m}^2$

$l = 2{,}60 + 0{,}15 = 2{,}75 \text{ m}$



$$A = 360 \cdot 2{,}75 \cdot 0{,}5 + (220 + 500) \cdot 0{,}53 \cdot 2{,}485 \mid 2{,}75 +$$
$$+ (1050 + 940) \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}745 \mid 2{,}75 +$$
$$+ (220 + 500) \cdot 1{,}27 \cdot 0{,}635 \mid 2{,}75 =$$
$$= 495 + 345 + 1200 + 210 = 2250 \text{ kp/m}$$

$B = 360 \cdot 2{,}75 \cdot 0{,}5 + (220 + 500) \cdot 0{,}53 \cdot 0{,}265 \,|\, 2{,}75 +$
$+ (1050 + 940) \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}005 \,|\, 2{,}75 +$
$+ (220 + 500) \cdot 1{,}27 \cdot 2{,}115 \,|\, 2{,}75 =$
$= 495 + 40 + 690 + 705 = \underline{1930 \text{ kg} \,|\, \text{m}}$

$x_{A(0{,}53)} = [2250 - (360 + 220 + 500) \cdot 0{,}53] \,|\, (360 + 1050 +$
$+ 940) =$
$= (2250 - 575) \,|\, 2350 = 1675 \,|\, 2350 \approx 0{,}71 \text{ m}$
$x_A = 0{,}53 + 0{,}71 = 1{,}24 \text{ m}$
$\max. M = 2250 \cdot 1{,}24 - (360 + 220 + 500) \cdot 0{,}53 \cdot 0{,}975 -$
$- (360 + 1050 + 940) \cdot 0{,}71^2 \,|\, 2 =$
$= 2790 - 560 - 590 = \underline{1640 \text{ kgm} \,|\, \text{m}}$
$v_s \cdot M = 1{,}7 \cdot 1640 = \underline{2790 \text{ kgm} \,|\, \text{m}}$

Bemessung: B 225 ; St. A-I
$b = 100 \text{ cm} \qquad d = 15{,}0 \text{ cm} \qquad h = 13{,}0 \text{ cm}$
$K_m = 279 \,|\, 100 \cdot 13{,}0^2 = 0{,}0165 \longrightarrow K x_R = 0{,}14$
$z = 0{,}930 \cdot 13{,}0 = 12{,}05 \text{ cm}$
$f_e = 279 \,|\, 2{,}4 \cdot 12{,}05 = 9{,}65 \text{ cm}^2 \,|\, \text{m}$
gew. ϕ 12 ; e = 11,5 cm mit 9,84 $\text{cm}^2 \,|\, \text{m}$.
$VE = 9{,}65 \,|\, 5 = 1{,}93 \text{ cm}^2 \,|\, \text{m}$
gew. ϕ 8 ; e = 22,0 cm mit 2,27 $\text{cm}^2 \,|\, \text{m} > 1{,}93$
(jeder 2. Eisen des Bedienstreifens „a")
Querkraftsicherung:
$\tau_{0(A)} = 2250 \,|\, 100 \cdot 0{,}9 \cdot 13{,}0 = 1{,}93 \text{ kg} \,|\, \text{cm}^2 < 4{,}50$

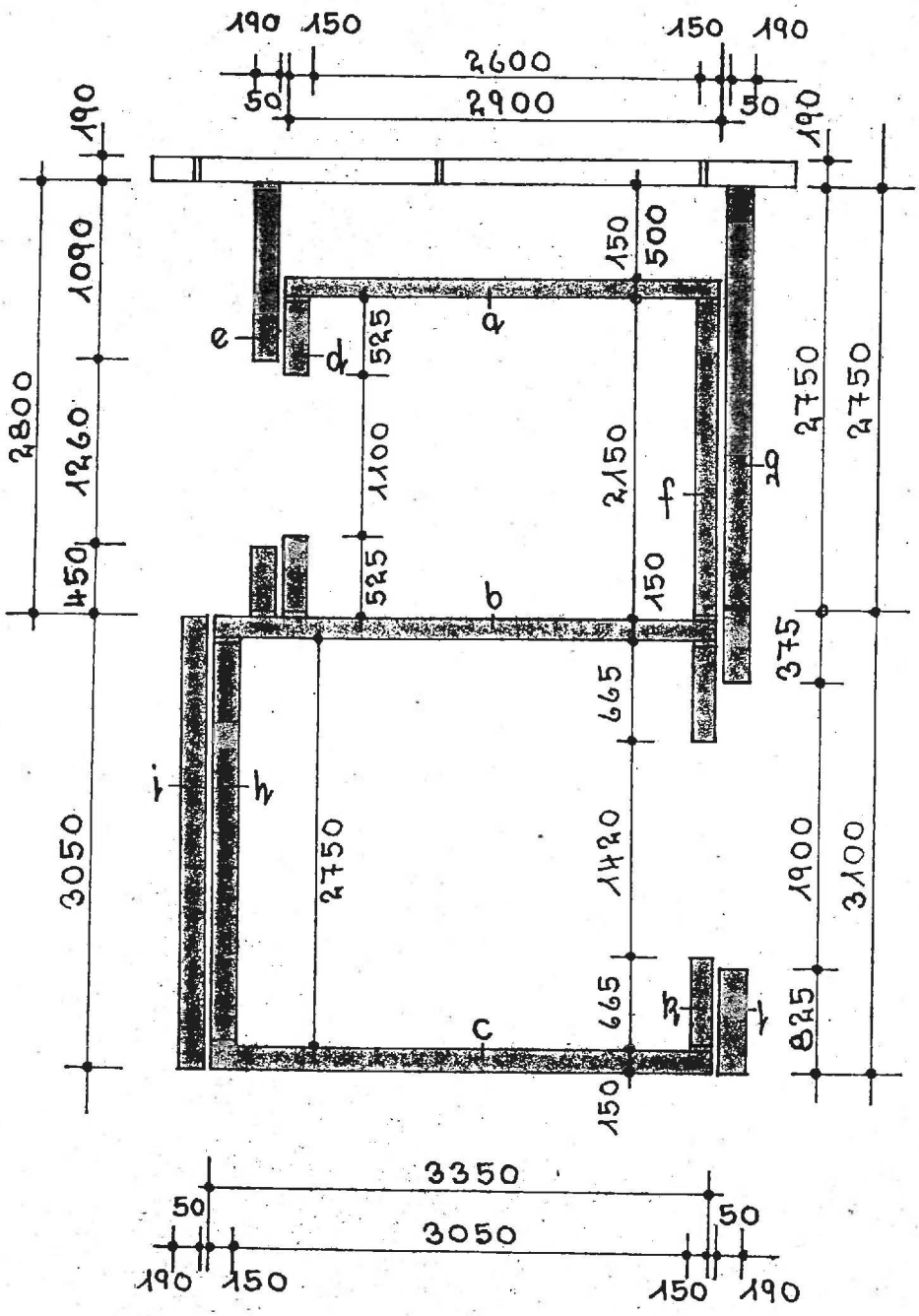
Veränderung der Feldeinwirkung an den Endauflagern:

$Z_A = 1{,}50 \cdot 2250 = 3370$ kg/m

Durch halbkreisförmige Haken werden aufgenommen:

$Z_A = 8{,}70 \cdot 700 \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}3^2 / 4 = 6880$ kg/m > 3370

Schachtwände für die Aufzüge



1. Schachtwand „a"

Belastung: (für Tuge im Kellergeschoß)

Wandelement im Dremplergeschoß
$-0{,}15 \cdot 2{,}90 \cdot 1{,}145 \cdot 2500$ = 1245 kgs

Wandelemente von Kellergeschoß bis 4. Obergeschoß
$-6 \cdot 0{,}15 \cdot 2{,}90 \cdot 2{,}80 \cdot 2500$ = 18300 "

Q = 19545 kgs

$F = 0{,}15 \cdot 2{,}86 = 0{,}428\ m^2 = 4280\ cm^2$

$e_K = 0$ $\qquad e_M = 15{,}0 \,|\, 10 = 1{,}5\ cm$

$e_0 = 1{,}5\ cm < \frac{d}{6} = 2{,}5\ cm$

$m_a = 6 \cdot 1{,}5 \,|\, 15{,}0 = 0{,}6 \longrightarrow c = 0{,}75$

$$\sigma_x = \frac{19545}{4280} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1{,}5}{15{,}0}\right) \cdot 0{,}75 =$$

$= 4{,}57 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}75 = 5{,}48\ kgs \,|\, cm^2 < 55{,}0\ (0{,}225)$

2. Schachtwände „b" und „c"

Belastung: (für Tuge im Kellergeschoß)

Wandelement im Dremplergeschoß
$-0{,}15 \cdot 3{,}35 \cdot 1{,}145 \cdot 2500$ = 1450 kgs

Wandelemente von Kellergeschoß bis 4. Obergeschoß
$-6 \cdot 0{,}15 \cdot 3{,}35 \cdot 2{,}80 \cdot 2500$ = 21100 "

Q = 22550 kgs

$F = 0{,}15 \cdot 3{,}31 = 0{,}496\ m^2 = 4960\ cm^2$

$e_K = 0$ $\quad e_M = 15{,}0 \,|\, 10 = 1{,}5$ cm

$e_0 = 1{,}5$ cm $< \frac{d}{6} = 2{,}5$ cm

$m_q = b \cdot 1{,}5 \,|\, 15{,}0 = 0{,}6 \longrightarrow c = 0{,}75$

$\sigma_x = \frac{23550}{4960} \cdot \left(1 + \frac{b \cdot 1{,}5}{15{,}0}\right) \cdot 0{,}75 =$

$= 4{,}54 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}75 = 5{,}45$ kp/cm² $< 55{,}0$ (B225)

3. Schachtwand „d"

3.1. Türsturzbemessung

Der Nachweis erfolgt für das Element im 4. Obergeschoß.

Belastung:

Von der Schachtdecke für den Aufzug „P053"

- Deckenstreifen „a" = A = 3430 · 0,55 | 0,56 = 3370 kp
- Deckenstreifen „b" = A = 2250 · 0,75 = 1685 "

P = 5055 kp

Diese Belastung wird als idealisierte Streckenlast für den Türsturz umgerechnet.

$l = 1{,}10 + 2 \cdot 0{,}10 = 1{,}30$ m

5055 | 1,30 = 3890 kp/m

Wandelement im Dreiecksgeschoß

- 0,15 · 1,145 · 2500 = 430 " "

Stahlträger 0,15 · 0,71 · 2500 = 270 " "

q = 4590 kp/m

A = B = 0,5 · 1,30 · 4590 = 2990 kp

Bei Annahme teilweiser Einspannung wird:

$M_E = M_F = \pm 4590 \cdot 1{,}30^2 \,|\, 16 = \underline{\pm 485 \text{ kpm}}$

$\nu_S \cdot M = \pm 1{,}6 \cdot 485 = \underline{\pm 775 \text{ kpm}}$

Bemessung: B 225; St. A-I

$b = 15{,}0$ cm $d = 69{,}5$ cm $h = 66{,}0$ cm

erf. $h = 13{,}7 \cdot \sqrt{77{,}5 \,|\, 15{,}0} = 31{,}2$ cm

$f_e = 0{,}485 \cdot 77{,}5 \,|\, 31{,}2 = 1{,}06$ cm²

gew. 2 ϕ 10 mit 1,57 cm² > 1,06 (unten und oben)

Bügel ϕ 6,5 ; e = 25,0 cm

Querkraftsicherung:

$\tau_0 = 2990 \,|\, 15{,}0 \cdot 0{,}9 \cdot 66{,}0 = 3{,}36 \text{ kp} \,|\, \text{cm}^2 < 6{,}5$

Bügelabstand:

max. $e = 6{,}5 \cdot 66{,}0 \,|\, 1{,}5 \cdot 3{,}36 = 85{,}2$ cm > 50,0

3.2. Pfeilerbemessung:

Der Nachweis erfolgt für den Pfeiler mit Aussparung im Untergeschoß.

Belastung: (für 1,055 m Belastungsbreite)

Von 3.1. = $1{,}055 \cdot 4590$ = 4850 kp

Wandelemente von Untergeschoß bis 4. Obergeschoß

$-5 \cdot 0{,}15 \cdot (2{,}80 \cdot 1{,}055 - 2{,}075 \cdot 0{,}55) \cdot 2500 = \underline{3410}$ "

G = 8260 kp

$\nu_S \cdot N = 1{,}6 \cdot 8260 = 13200$ kp

$e_K = 0$ $e_M = 15{,}0 \,|\, 10 = 1{,}50$ cm

$e_0 = 1{,}50$ cm $h_S \cong 2{,}10$ m

$m_q = 6 \cdot 1{,}5 \,|\, 15{,}0 = 0{,}6$
$g = 210 \,|\, 15 = 14{,}0$ $\Big\}$ $\longrightarrow \omega = 1{,}42$

$b' = 50{,}5 - 12{,}5 - 3{,}0 - 1{,}0 = 34{,}0$ cm

$d = 15{,}0$ cm

$\sigma_i = 13200 \cdot 1{,}42 \,|\, 15{,}0 \cdot 34{,}0 = 36{,}8$ kp$|$cm^2 $\rightarrow$ Mind.-Bew.

$\sigma_i = 115{,}7$ kp$|$cm^2 bei $f_e \,|\, f_b = 0{,}006$

zul. $\sigma_s \cdot N = 115{,}7 \cdot 15{,}0 \cdot 34{,}0 \,|\, 1{,}42 = 41500$ kp
> 13200

$f_e = 0{,}006 \cdot 15{,}0 \cdot 34{,}0 = 3{,}06$ cm^2

gew. $4\,\phi\,10$ mit $3{,}14$ cm$^2 > 3{,}06$ (je Seite $2\,\phi\,10$)

Bügel $\phi\,6{,}5$; $e = 15{,}0$ cm

Der Türpfeiler ohne Aussparung erhält aus konstruktiven Gründen die gleiche Bewehrung wie vor.

4. Schachtwand „e"

4.1. Türsturzbemessung:

Der Nachweis erfolgt für das Element im 4. Obergeschoß

Belastung:

Anteilige Belastung von der Maschinenraumdecke
(Auflager im Bereich der Aussenwand)

- Betonestrich $1{,}16 \cdot 0{,}10 \cdot 2200 = 255$ kgs/m
- Deckenplatte $1{,}16 \cdot 0{,}15 \cdot 2400 \cong 420$ " "
- Verkehrslast $1{,}16 \cdot 500 = 580$ " "

Trennwand $0{,}19 \cdot 1{,}145 \cdot 2500 \cong 545$ " "

$P = 1800$ kgs/m

Davon Anteil für Wand „e"

$1800 \cdot 0{,}235 \,|\, 2{,}15 \cong 200$ kgs/m

Von der Maschinenraumdecke

- Betonestrich $1{,}16 \cdot 0{,}10 \cdot 2200 = 255$ " "
- Deckenplatte $1{,}16 \cdot 0{,}15 \cdot 2400 \cong 420$ " "
- Verkehrslast $1{,}16 \cdot 500 = 580$ " "

Trennwand $0{,}19 \cdot 1{,}145 \cdot 2500 \cong 545$ " "

Von der Decke über dem 4. Obergeschoß

- Fußbodenbelag $1{,}19 \cdot 60 \cong 75$ " "
- Deckenplatte $1{,}19 \cdot 320 = 380$ " "
- Verkehrslast $1{,}19 \cdot 75 = 90$ " "

Sturzträger $0{,}19 \cdot 0{,}40 \cdot 2500 = 190$ " "

$q = 2735$ kgs/m

$l = 1{,}26 + 2 \cdot 0{,}10 \cong 1{,}50$ m

$A = B = 0{,}5 \cdot 1{,}50 \cdot 2735 = 2050$ kgs

Bei Annahme teilweiser Einspannung wird:

$M_E = M_F = \pm 2735 \cdot 1{,}50^2 \,|\, 16 = \pm 385$ kgsm

$\nu_s \cdot M = \pm 1{,}6 \cdot 385 = \underline{\pm 615 \text{ kpcm}}$

Bemessung: B 225 ; St. A-I

$b = 19{,}0$ cm $d = 38{,}5$ cm $h = 35{,}0$ cm

erf. $h = 13{,}7 \cdot \sqrt{61{,}5 \,|\, 19{,}0} = 24{,}7$ cm

$fe = 0{,}425 \cdot 61{,}5 \,|\, 24{,}7 = 1{,}06$ cm²

gew. 2 ϕ 10 mit $1{,}57$ cm² > $1{,}06$ (unten und oben)

Bügel ϕ 6,5 ; e = 25,0 cm

Querkraftsicherung:

$\tau_0 = 2050 \,|\, 19{,}0 \cdot 0{,}9 \cdot 35{,}0 = 3{,}42$ kpc / cm² < 6,5

Bügelabstand:

max. $e = 6{,}5 \cdot 35{,}0 \,|\, 1{,}5 \cdot 3{,}42 = 44{,}3$ cm > 35,0

4.2. Pfeilerbemessung:

Der Nachweis erfolgt für den 42,5 cm breiten Pfeiler im Untergeschoß.

Belastung: (für 1,055 m Belastungsbreite)

Von 4.1. = $1{,}055 \cdot 2735$ = 2890 kpc

Von den Geschoßdecken

- Fußbodenbelag $4 \cdot 1{,}19 \cdot 1{,}055 \cdot 60$ = 300 "
- Deckenplatte $4 \cdot 1{,}19 \cdot 1{,}055 \cdot 320$ = 1610 "
- Verkehrslast $4 \cdot 1{,}19 \cdot 1{,}055 \cdot 150 \cdot 0{,}75$ = 565 "

Wandelemente von Untergeschoß bis 4. Obergeschoß

- $5 \cdot 0{,}19 \cdot (2{,}80 \cdot 1{,}055 - 2{,}155 \cdot 0{,}13) \cdot 2500$ = 3800 "

G = 9165 kpc

$\nu_s \cdot N = 1{,}6 \cdot 9165 = 14700$ kpc

$e_K = 0$ $\quad e_M = 19{,}0 \,|\, 10 = 1{,}90$ cm

$e_0 = 1{,}90$ cm $\quad h_S \cong 2{,}20$ m

$m_a = 6 \cdot 1{,}9 \,|\, 19{,}0 = 0{,}6$ } $\longrightarrow \omega = 1{,}27$

$g = 220 \,|\, 19 = 11{,}6$ }

$b' = 42{,}5 - 12{,}5 - 3{,}0 - 1{,}0 = 26{,}0$ cm

$d = 19{,}0$ cm

$\sigma_i = 14700 \cdot 1{,}27 \,|\, 19{,}0 \cdot 26{,}0 = 37{,}8$ kgr$\,|\,$cm^2 $\rightarrow$ Mind.-Bew.

$\sigma_i = 115{,}7$ kgr$\,|\,$cm^2 bei $f_e \,|\, f_b = 0{,}006$

zul. $v_S \cdot N = 115{,}7 \cdot 19{,}0 \cdot 26{,}0 \,|\, 1{,}27 = 44900$ kgr

> 14700

$f_e = 0{,}006 \cdot 19{,}0 \cdot 26{,}0 = 2{,}96$ cm^2

gew. 4 ϕ 10 mit 3,14 cm^2 > 2,96 (je Seite 2 ϕ 10)

Bügel ϕ 6,5 ; e = 15,0 cm

Für den 1,065 m breiten Pfeiler erfolgt eine konstruktive Bewehrungsanordnung.

5. Schachtwand „f"

Belastung: (für Fuge im Kellergeschoß)

Von der Lüftungsschachtdecke | P 053

- Deckenstreifen „a" B = 2685 kgs
- Deckenstreifen „b" = (1,155+0,435)·1930 = B = 3070 "

Wandelement im Erdgeschoß

- 0,15·2,15·1,145·2500 = 925 "

Wandelemente von Kellergeschoß bis 4. Obergeschoß

- 6·0,15·2,15·2,80·2500 = 13550 "

Q = 20230 kgs

$F = 0{,}15 \cdot 2{,}11 = 0{,}316\ m^2 = 3160\ cm^2$

$e_K = 0$ $\qquad e_M = 15{,}0 \,|\, 10 = 1{,}5\ cm$

$e_0 = 1{,}5\ cm < \frac{d}{6} = 2{,}5\ cm$

$m_q = 6 \cdot 1{,}5 \,|\, 15{,}0 = 0{,}6 \longrightarrow c = 0{,}75$

$$\sigma_x = \frac{20230}{3160} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1{,}5}{15{,}0}\right) \cdot 0{,}75 =$$

$= 6{,}41 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}75 = 7{,}68\ kgs \,|\, cm^2 < 55{,}0$ (B 225)

6. Schachtwand „g"

Belastung: (für Tuge im Kellergeschoß)

Von der Dachdecke über dem Maschinenraum

- Dachdeckung einschl. Gefällebeton
  $4{,}35 \cdot 2{,}60 \cdot 2{,}75$ = 3110 kgs
- Deckenplatte $4{,}35 \cdot 3{,}20 \cdot 2{,}75$ = 3820 "
- Schneebelastung $4{,}35 \cdot 0{,}70 \cdot 2{,}75$ = 840 "

Von den Obergeschoßdecken

- Fußbodenbelag $6 \cdot 1{,}60 \cdot 2{,}75 \cdot 60$ = 1580 "
- Deckenplatte $6 \cdot 1{,}60 \cdot 2{,}75 \cdot 320$ = 8430 "
- Verkehrslast $6 \cdot 1{,}60 \cdot 2{,}75 \cdot 300 \cdot 0{,}5$ = 3960 "

Deckenstreifen neben dem Aufzugsschacht

- Fußbodenbelag $6 \cdot 1{,}60 \cdot 0{,}50 \cdot 60$ = 290 "
- Deckenplatte $6 \cdot 1{,}60 \cdot 0{,}50 \cdot 320$ = 1535 "
- Verkehrslast $6 \cdot 1{,}60 \cdot 0{,}50 \cdot 75$ = 360 "

Wand im Maschinenraum

- $0{,}19 \cdot 4{,}40 \cdot 2500$ = 2090 "

Wandelemente von Kellergeschoß bis II. Obergeschoß

- $6 \cdot 0{,}19 \cdot 2{,}80 \cdot 2{,}75 \cdot 2500$ = 21900 "

Q = 47915 kgs

$F = 0{,}19 \cdot 2{,}71 = 0{,}515\ m^2 = 5150\ cm^2$

$e_K = 0$ $\qquad e_M = 19{,}0 \,|\, 10 = 1{,}90$ cm

$e_0 = 1{,}9$ cm $< \frac{d}{6} = 3{,}17$ cm

$m_g = 6 \cdot 1{,}9 \,|\, 19{,}0 = 0{,}6 \longrightarrow c = 0{,}75$

$$\sigma_x = \frac{47915}{5150} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1{,}9}{19{,}0}\right) \cdot 0{,}75 =$$

$$= 9{,}32 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}75 = 11{,}15\ \text{kgs} \,|\, \text{cm}^2 < 55{,}0\ (\text{B}\,225)$$

7. Schachtwand „b"

Belastung: (für Fuge im Kellergeschoß)

Von der Aufzugsschachtdecke | P 151

- Deckenstreifen „a"	A = 3360 kgs
- Deckenstreifen „b"	A = 5365 "
- Deckenstreifen „c"	A = 3970 "
- Deckenstreifen „d" = 0,85 · 2210	A = 1875 "
Wandelement im Dreigeschoß	
- 0,15 · 2,75 · 1,145 · 2500	= 1180 "
Wandelemente von Kellergeschoß bis 4. Obergeschoß	
- 6 · 0,15 · 2,75 · 2,80 · 2500	= 17350 "
	Q = 33100 kgs

$F = 0{,}15 \cdot 2{,}71 = 0{,}406\ m^2 = 4060\ cm^2$

$e_K = 0$ $\qquad e_M = 15{,}0 \,|\, 10 = 1{,}5\ cm$

$e_0 = 1{,}5\ cm < \frac{d}{6} = 2{,}5\ cm$

$m_q = 6 \cdot 1{,}5 \,|\, 15{,}0 = 0{,}6 \longrightarrow c = 0{,}75$

$$\sigma_x = \frac{33100}{4060} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1{,}5}{15{,}0}\right) \cdot 0{,}75 =$$

$$= 8{,}15 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}75 = 9{,}77\ kgs \,|\, cm^2 < 55{,}0\ (B\,225)$$

8. Schachtwand „i"

Belastung: (für Fuge im Kellergeschoß)

Anteilige Belastung von der Maschinenraumdecke
(Auflager im Bereich der Außenwand)

- Betonestrich $0{,}93 \cdot 3{,}05 \cdot 0{,}10 \cdot 2200 = 625$ kgs
- Deckenplatte $0{,}93 \cdot 3{,}05 \cdot 0{,}15 \cdot 2400 = 1020$ "
- Verkehrslast $0{,}93 \cdot 3{,}05 \cdot 800 = 2270$ "

Trennwand $0{,}19 \cdot 1{,}145 \cdot 3{,}05 \cdot 2500 = 1660$ "

$P = 5575$ kgs

Davon Anteil für Wand „i"

$5575 \cdot 0{,}235 \mid 1{,}90 = 690$ kgs

Von der Maschinenraumdecke

- Betonestrich $0{,}93 \cdot 3{,}05 \cdot 0{,}10 \cdot 2200 = 625$ "
- Deckenplatte $0{,}93 \cdot 3{,}05 \cdot 0{,}15 \cdot 2400 = 1020$ "
- Verkehrslast $0{,}93 \cdot 3{,}05 \cdot 800 = 2270$ "

Trennwand $0{,}19 \cdot 1{,}145 \cdot 3{,}05 \cdot 2500 = 1660$ "

Von den Geschoßdecken

- Fußbodenbelag $6 \cdot 0{,}96 \cdot 3{,}05 \cdot 60 = 1055$ "
- Deckenplatte $6 \cdot 0{,}96 \cdot 3{,}05 \cdot 320 = 5620$ "
- Verkehrslast $0{,}96 \cdot 3{,}05 \cdot 75 = 220$ "
- Verkehrslast $5 \cdot 0{,}96 \cdot 3{,}05 \cdot 150 \cdot 0{,}70 = 1540$ "

Wandelemente von Kellergeschoß
bis 4. Obergeschoß

- $0{,}19 \cdot 3{,}05 \cdot 2{,}80 \cdot 2500 \cdot 6 = 24300$ "

$R = 39000$ kgs

$F \cdot 0{,}19 \cdot 3{,}05 = 0{,}58\ m^2 = 5800\ cm^2$

$e_K = 0$ $\qquad e_M = 19{,}0 \,|\, 10 = 1{,}90\ cm$

$e_0 = 1{,}90\ cm < \frac{d}{6} = 3{,}17\ cm$

$m_q = 6 \cdot 1{,}9 \,|\, 19{,}0 = 0{,}6 \longrightarrow c = 0{,}75$

$$\sigma x = \frac{39000}{5800} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1{,}9}{19{,}0}\right) \cdot 0{,}75 =$$

$$= 6{,}73 \cdot 1{,}60 \cdot 0{,}75 = 8{,}07\ kp \,|\, cm^2 < 55{,}0\ (B\,225)$$

9. Schachtwand „k"

9.1. Türsturzbemessung

Der Nachweis erfolgt für das Element im 4. Obergeschoß.

Belastung:

Von der Schachtdecke für den Aufzug „P 161"

- Deckenstreifen „b" = B = 5445 · 0,50 | 0,75 = 3640 kgs
- Deckenstreifen „c" = B = 4145 · 0,75 | 0,75 = 4145 "
- Deckenstreifen „d" = B = 0,40 · 2210 = 885 "

P = 8670 kgs

Diese Belastung wird als idealisierte Gleichlast für den Türsturz umgerechnet.

$l = 1,48 + 2 \cdot 0,10 \approx 1,65$ m

8670 | 1,65 = 5250 kgs/m

Wandelement im Dreigeschoß

- $0,15 \cdot 1,145 \cdot 2500$ = 430 " "

Sturzträger $0,15 \cdot 0,71 \cdot 2500$ ≈ 270 " "

q = 5950 kgs/m

$A = B = 0,5 \cdot 1,65 \cdot 5950 = 4900$ kgs

Bei Annahme teilweiser Einspannung wird:

$M_E = M_F = \pm 5950 \cdot 1,65^2 | 16 = \pm 1015$ kgm

$\nu_s \cdot M = \pm 1,6 \cdot 1015 = \pm 1625$ kgm

Bemessung: B 225; St. A-I

b = 15,0 cm d = 69,5 cm h = 66,0 cm

$K_m = 162,5 | 15,0 \cdot 66,0^2 = 0,00249 \longrightarrow K_{x_R} < 0,04$

erf. $h = 13,7 \cdot \sqrt{162,5 | 15,0} = 45,2$ cm

$f_e = 0{,}425 \cdot 162{,}5 \mid 45{,}2 \cdot 1{,}53\ cm^2$

gew. $2\,\phi\,10$ mit $1{,}57\ cm^2 > 1{,}53$ (unten und oben)

Bügel $\phi\ 6{,}5$; $e = 25{,}0$ cm

Querkraftsicherung:

$\tau_0 = 4900 \mid 15{,}0 \cdot 0{,}9 \cdot 66{,}0 = 5{,}52\ kp \mid cm^2 < 6{,}5$

Bügelabstand:

max. $e = 6{,}5 \cdot 66{,}0 \mid 1{,}5 \cdot 5{,}52 = 51{,}8$ cm $> 50{,}0$

9.2. Pfeilerbemessung:

Der Nachweis erfolgt für den Pfeiler mit Aussparung im Untergeschoß.

Belastung: (für 1,355 m Belastungsbreite)

Von 9.1. $= 1{,}355 \cdot 5950 = 8060$ kp

Wandelemente von Untergeschoß bis 4. Obergeschoß

$-5 \cdot 0{,}15 \cdot (2{,}10 \cdot 1{,}355 - 2{,}075 \cdot 0{,}71) \cdot 2500 = 4350$ "

$Q = 12410$ kp

$\nu_S \cdot N = 1{,}6 \cdot 12410 = 19850$ kp

$e_K = 0$ $\qquad e_M = 15{,}0 \mid 10 = 1{,}50$ cm

$e_0 = 1{,}50$ cm $\qquad h_S \approx 2{,}10$ m

$m_a = 6 \cdot 1{,}5 \mid 15{,}0 = 0{,}6$ $\qquad \left.\begin{matrix}\\\\\end{matrix}\right\} \longrightarrow \omega = 1{,}42$

$\beta = 210 \mid 15 = 14{,}0$

$b' = 64{,}5 - 12{,}5 - 3{,}0 - 1{,}0 = 48{,}0$ cm

$d = 15{,}0$ cm

$b_i = 19850 \cdot 1{,}42 \mid 15{,}0 \cdot 48{,}0 = 39{,}2\ kp \mid cm^2 \longrightarrow$ Mind.-Bew

$b_i = 115{,}7\ kp \mid cm^2$ bei $f_e \mid f_b = 0{,}006$

zul. $\nu_s \cdot N = 115{,}7 \cdot 15{,}0 \cdot 48{,}0 \,|\, 1{,}43 = 58700$ kp
> 19850

$f_e = 0{,}006 \cdot 15{,}0 \cdot 48{,}0 = 4{,}32\ cm^2$

gew. $4\,\phi\,12$ mit $4{,}52\ cm^2 > 4{,}32$ (je Seite $2\,\phi\,12$)

Bügel $\phi\ 6{,}5$; $e = 15{,}0$ cm

Der Türpfeiler ohne Aussparung erhält aus konstruktiven Gründen die gleiche Bewehrung wie vor.

10. Schachtwand „1"

10.1. Türsturzbemessung:

Der Nachweis erfolgt für das Element im 4. Obergeschoß.

Belastung:

Von der Dachdecke über dem Maschinenraum

- Dachdeckung einschl. Gefällebeton 4,35 · 260	=	1130 kpz | m
- Deckenplatte 4,35 · 320	=	1390 " "
- Schneebelastung 4,35 · 70	=	305 " "
Von der Decke über dem 4. Obergeschoß		
- Fußbodenbelag 1,60 · 60	≈	100 " "
- Deckenplatte 1,60 · 320	≈	515 " "
- Verkehrslast 1,60 · 300	=	480 " "
Wand im Maschinenraum		
- 0,19 · 4,40 · 2500	=	2090 " "
Sturzträger 0,19 · 0,40 · 2500	=	190 " "
	q ≈	6200 kpz | m

$l = 1{,}90 + 2 \cdot 0{,}10 = 2{,}10$ m

$A = B = 0{,}5 \cdot 2{,}10 \cdot 6200 = \underline{6500 \text{ kpz}}$

Bei Annahme teilweiser Einspannung wird:

$M_E = M_F = \pm 6200 \cdot 2{,}10^2 \,|\, 16 = \underline{\pm 1680 \text{ kpzm}}$

$\nu_s \cdot M = \pm 1{,}6 \cdot 1680 = \underline{\pm 2690 \text{ kpzm}}$

Bemessung: B 225; St. A-I

$b = 19{,}0$ cm $d = 38{,}5$ cm $h = 35{,}0$ cm

$K_m = 269 \,|\, 19 \cdot 35^2 = 0{,}0116 \longrightarrow K\varkappa_R = 0{,}09$

$z = 0{,}955 \cdot 35{,}0 = 33{,}4$ cm

$F_e = 2{,}69 \,|\, 3{,}4 \cdot 33{,}4 = 3{,}36$ cm²

gew. 3 Φ 12 mit 3,39 cm² > 3,36 (unten und oben)

Bügel siehe Querkraftsicherung

Querkraftsicherung:

$\tau_0 = 6500 \,|\, 19 \cdot 0{,}9 \cdot 35{,}0 = 10{,}9$ kgr/cm² > 6,5 < 14,7

$\eta = 10{,}9 \,|\, 14{,}7 = 0{,}742$

$F_a = \frac{0{,}742}{1400} \cdot 19 \cdot \frac{10{,}9}{2} \cdot 105 = 5{,}75$ cm²

max. $\delta = 1{,}15 \cdot (0{,}6 \cdot 0{,}742 \cdot \sqrt{225} + 3{,}0) =$

$= 1{,}15 \cdot (6{,}68 + 3{,}0) = 11{,}1$ mm < 14,0

Größter Bügelabstand:

max. $e = \frac{14{,}7}{8 \cdot 10{,}9} \cdot 35{,}0 = 23{,}6$ cm > $\frac{2}{3} \cdot 35{,}0 = 23{,}3$ cm

gew. Bügel Φ 10; e = 23,0 cm

Verankerung der Feldbewehrung an den Endauflagern:

$Z_A = (1{,}50 - 0{,}742) \cdot 6500 =$

$= 0{,}758 \cdot 6500 = 4930$ kgr

Durch halbkreisförmige Haken werden aufgenommen:

$Z_A = 3 \cdot 700 \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}3^2 \,|\, 4 = 2370$ kgr

$\Delta Z_A = 4930 - 2370 = 2560$ kgr

Erforderliche Verankerungslänge für Haftverbund:

erf. $l = 2550 \,|\, 3 \cdot 6{,}0 \cdot 3{,}77 = 37{,}6$ cm

10.2. Pfeilerbemessung:

Der Nachweis erfolgt für den 37,5 cm breiten Pfeiler im Untergeschoß.

Belastung: (für 1,325 m Belastungsbreite)

Von 10.1. = 1,325 · (6200 - 480) = 7560 kgs

Von den Geschoßdecken

- Fußbodenbelag 4 · 1,60 · 1,325 · 60 ≈ 510 "
- Deckenplatte 4 · 1,60 · 1,325 · 320 = 2710 "
- Verkehrslast 5 · 1,60 · 1,325 · 300 · 0,5 = 1590 "

Wandelemente von Untergeschoß bis 4. Obergeschoß

- 5 · 0,19 · (2,80 · 1,325 - 2,155 · 0,95) · 2500 = 3960 "

N = 16330 kgs

$\gamma_s \cdot N = 1,6 \cdot 16330 = 26100$ kgs

$e_K = 0$ $\quad e_M = 19,0 \,|\, 10 = 1,90$ cm

$e_0 = 1,90$ cm $\quad h_s \approx 2,20$ m

$m_a = 6 \cdot 1,9 \,|\, 19,0 = 0,6$ } $\longrightarrow \omega = 1,27$

$\varrho = 220 \,|\, 19 = 11,6$ }

$\sigma_i = 26100 \cdot 1,27 \,|\, 19,0 \cdot 33,5 = 52,2$ kgs $|$ cm² → Mind.-Bew

$b' = 37,5 - 4,0 = 33,5$ cm $\quad d = 19,0$ cm

$\sigma_i = 115,7$ kgs $|$ cm² bei Fe $|$ Fb = 0,006

zul. $\gamma_s \cdot N = 115,7 \cdot 19,0 \cdot 33,5 \,|\, 1,27 = 58000$ kgs

> 26100

$Fe = 0,006 \cdot 19,0 \cdot 33,5 = 3,81$ cm²

gew. 4 ϕ 12 mit 4,52 cm² > 3,81 (je Seite 2 ϕ 12)

Bügel ϕ 6,5 ; e = 15,0 cm

Für den 82,5 cm breiten Pfeiler wird aus konstruktiven Gründen die gleiche Bewehrung wie vor gewählt.

Verfahrbarer Montageträger im Maschinenraum

Belastungen:

E.G. Träger $q = 30$ kgs/m

Wandernde Einzellast nach Angabe des Aufzugsherstellers „BAF" (Zeichnungs-Nr. K 12):

$P = 800$ kgs

$l = 4{,}00$ m

max. $A = 0{,}5 \cdot 4{,}0 \cdot 30 + 800 = 60 + 800 = 860$ kgs (Einzellast am Auflager)

max. $M = 30 \cdot 4{,}0^2 / 8 + 800 \cdot 4{,}0 / 4 =$

$= 60 + 800 = 860$ kgcm (Einzellast im Feldmitte)

gew. I 14 mit $W_x = 81{,}9$ cm³

vorh. $\sigma = 86000 / 81{,}9 = 1050$ kgs/cm² < 1600

Kippsicherung:

(nach Nomogramm von H. Blotzer, KB 254.41)

Lastangriff auf dem oberen Flansch = y_o

$\beta = 1{,}0$ $\beta_D = 1{,}0$ $\xi = 1{,}35$

Nach Tafel 7 wird:

$\sigma_{yK} = 1850$ kgs/cm²

$\nu_K = 1850 / 1050 = 1{,}76 > 1{,}71$

Durchbiegung:

zul. $f = 400 / 300 = 1{,}33$ cm

vorh. $f = 0{,}794 \cdot 1{,}050 \cdot 4{,}0^2 / 14 = 0{,}91$ cm < 1,33

Der Montageträger ist fahrbar und kippsicher auszubilden.

Träger im Maschinenraum zur Aufnahme des Montage-Trägers

Belastungen:

E.G. Träger $\quad q = 35 \text{ kg/m}$

Wandernde Einzellast vom Montageträger:

max. Q = P = 860 kg

$l = 6{,}0 + 2 \cdot 0{,}10 = 6{,}20 \text{ m}$

max. $Q = 0{,}5 \cdot 6{,}20 \cdot 35 + 860 \cdot 1{,}10 + 860 = 970 \text{ kg}$

(Einzellast am Auflager)

max. $M = 35 \cdot 6{,}20^2 / 8 + 860 \cdot 6{,}20 / 4 =$

$= 170 + 1335 = 1505 \text{ kgm}$ (Einzellast in Feldmitte)

gew. I 20 mit $W_x = 214 \text{ cm}^3$

vorh. $\sigma = 150500 / 214 = 703 \text{ kg/cm}^2 < 1600$

Kippspannung:

(nach Nomogramm von Y. Hotzlet, KB 254.41)

Lastangriff auf dem oberen Flansch = v_0

$\beta = 1{,}0 \qquad \beta_0 = 1{,}0 \qquad \xi = 1{,}35$

Nach Tafel 7 wird: $\longrightarrow \sigma_{vK} = 1490 \text{ kg/cm}^2$

$\nu_K = 1490 / 703 = 2{,}12 > 1{,}71$

Durchbiegung:

zul. $f = 620 / 300 = 2{,}07 \text{ cm}$

vorh. $f = 0{,}794 \cdot 0{,}703 \cdot 6{,}20^2 / 20 = 1{,}07 \text{ cm} < 2{,}07$

Auflagerpressung: $l = 15{,}0 \text{ cm}$

vorh. $\sigma = 970 / 9{,}0 \cdot 15{,}0 = 7{,}20 \text{ kg/cm}^2 < 55{,}0$ (B335)

Träger im Maschinenraum zur Aufnahme der Stahlträger Pos.

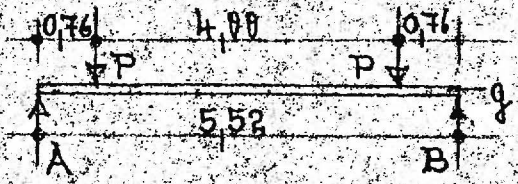
Belastungen:

E.G. Träger $g = 35$ kg/m

Einzellasten von den Stahlträgern Pos.

$P = 110 + 0{,}5 \cdot 860 = 110 + 430 = 540$ kg

$l = 5{,}32 + 2 \cdot 0{,}10 = 5{,}52$ m



$A = B = 0{,}5 \cdot 5{,}52 \cdot 35 + 540 \approx 100 + 540 = 640$ kg

max. $M = 35 \cdot 5{,}52^2/8 + 540 \cdot 0{,}76 =$

$\approx 135 + 410 = 545$ kgm

gew. I 14 mit $W_x = 81{,}9$ cm³

vorh. $\sigma = 54500 / 81{,}9 = 667$ kg/cm² < 1600

Kippsicherung:

(nach Nomogramm von K. Hoberg, KB 254.41)

Lastangriff auf dem oberen Flansch: v_0

$\beta = 1{,}0$ $\beta_0 = 1{,}0$ $\varphi = 1{,}35$ (angenähert)

Nach Tafel 7 wird: $\longrightarrow \sigma_{vK} = 1360$ kg/cm²

$\nu_K = 1360 / 667 = 2{,}04 > 1{,}41$

Durchbiegung:

zul. $f = 552/300 = 1{,}84$ cm

vorh. $f = 0{,}794 \cdot 0{,}667 \cdot 5{,}52^2/14 = 1{,}15$ cm $< 1{,}84$

(angenähert)

Auflagerpressung: $l = 15{,}0$ cm

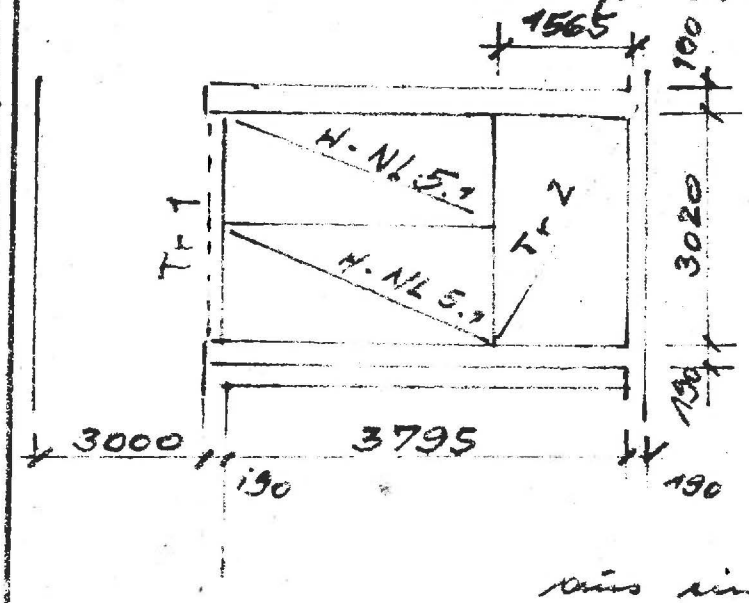
max. $Q = 100 + 970 \cdot 4{,}76 \mid 5{,}52 = 100 + 840 = \underline{940}$ kgs

(Einzellast im Auflagerbereich)

vorh. $b = 940 \mid 6{,}6 \cdot 15{,}0 \cdot 9{,}50$ kgs $\mid$ cm^2 $< 38{,}0$ (B 120)

Pos. Haupttreppenanlage

Hauptabmessungen:



Das Treppenhaus wird aus individuell ausgebildeten Fertigteilen hergestellt. Eine Ausnahme bildet der Lauf, welcher aus einem bereits vorhandenen Element H-NL 5.1 besteht.

Pos. .01 Treppenlauf

vorhandenes Element

H – NL 5.1

Lastzusammenstellung

G lt. Zeichnung ≈ 1100 Kp

P = 1,5 · 2,28 · 300 = 1020 "

Q = 2120 Kp

somit ergeben sich für die Einzellasten am Auflager

G_1 = 0,25 · 1100 = 275 Kp

P_1 = 0,25 · 1020 = 255 "

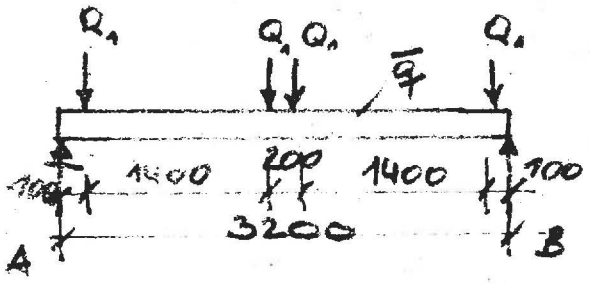
Q_1 = 530 Kp

Ohne weitere Nachweise!

Pos. .02 Podestbalken Tr 1

Es wird nur der Mittelpodestbalken nachgewiesen.

Stützweite $l = 3{,}20$ m



Belastung:

Decke - Verteilerhalle

Belag = 45 mm	≈	100 Kp/m²
Rohdecke	=	390 "
Putz	=	30 "
	g =	520 "
	p =	300 "
	$\bar{q}$ =	820 "

Belastungsbreite $b = 1{,}60$ m

$\bar{q}_1 = 820 \cdot 1{,}6 = 1310$ Kp/m

$g = 0{,}21 \cdot 0{,}4 \cdot 2400 \approx 190$ "

$\bar{q} = 1500$ Kp/m

Einzellasten aus Treppenlauf

H - NL 5,1

$Q_1 = 530$ Kp

Schnittkräfte

$A = B = 2 \cdot 530 + 1500 \cdot 1{,}6$

$= 1060 + 2400$

$= 3460$ Kp

$\max M = 0{,}125 \cdot 1500 \cdot 3{,}2^2 + 530(0{,}7+1{,}5)$

$= 1920 + 850$

$= 2770$ kpm

Bemessung:

$b = 19$ cm, $d = 40$ cm, $l \approx 36$ cm

$v_s \approx 1{,}6$

$v_s \cdot M = 1{,}6 \cdot 277 = 445$ Mpcm

$k_h = \frac{36}{\sqrt{445 : 19}} = 7{,}44$

Beton: B 225 St A-I

$k_{xh} = 0{,}15$ $k_e = 0{,}45$

$\frac{\varphi}{\kappa} \cdot \frac{445 \cdot 0{,}45}{36} = 5{,}55\ cm^2$

gew. $4\ \phi\ 14$ $f_\phi = 6{,}16\ cm^2$

$\mu = 0{,}844\ \%$

$k_\delta = 1{,}0$ $k_\delta' = 38{,}1$

$\max \delta = 1{,}0 \cdot 38{,}1 = 38{,}1$ mm > 14

$\max \tilde{\sigma}_0 = \frac{3460}{19 \cdot 0{,}9 \cdot 36} = 5{,}60$ kp/cm²

$< \tilde{\sigma}_{0g} = 6{,}5$

Montagebewehrung $= 2\ \phi\ 14$

Bügel $\phi 8$ $e = 20$ cm

am Auflager $3\ \phi 8$ $e = 10$ cm

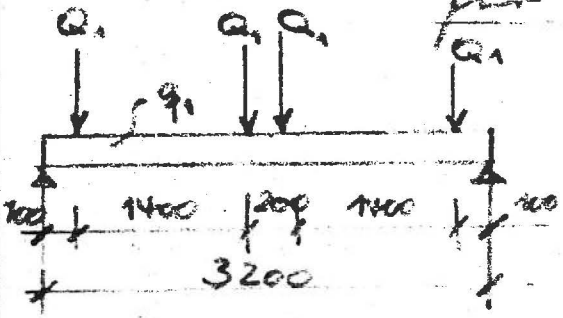
Pos. .03 Zwischenpodest TR2

Stützweite $l = 3{,}20$ m

Annahme:

Da alle Geschoßdecken 190 mm stark sind, wird die Podestplatte TR_2 genauso ausgebildet. Für die Aufnahme der Schiefkräfte aus dem Treppenlauf wird ein Randstreifen von 50 cm ausgebildet.

1. Lastannahmen wie vor!



für den Balken

$Q_1 = 530$ kp (aus Lauf)

$g = 0{,}2 \cdot 2400 = 480$ kp/m²

$g_o = \quad = 300$ "

Putz u. Belag $= 120$ "

$g = 900$ kp/m²

Schnittkräfte für den Balken

$q_1 = 900 \cdot 0{,}5 = 450$ kp/lfm

$Q_1 = 530$ kp

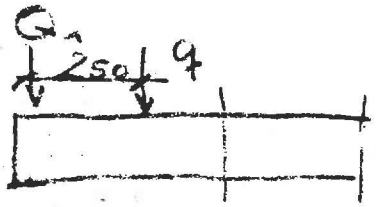
$A = B = 2 \cdot 530 + 450 \cdot 1{,}6$

$= 1060 + 720 = 1780$ kp

max $M = 0{,}125 \cdot 450 \cdot 3{,}2^2 + 530(0{,}7 + 1{,}6)$

$= 580 + 845$

$= 1425$ kpm



Bemessung des Balkens

b = 50cm, d = 190cm, h = 14,5cm

Drillmoment $M_D = 1060 \cdot 0,25$

$= 265$ Mpcm

$M_T = 1,6 \cdot 142,5 = 228$ Mpcm

$$k_h = \frac{14.5}{\sqrt{228 : 50}} = 6,8$$

$k_{xk} = 0,17$ $k_c = 0,458$

B225 ST A-I

$$f_c = \frac{0,458 \cdot 228}{14,5} = 7,20 \text{ ccm}^2$$

gew. 5 ⌀ 14 $f_c = 7,70$ cm²

$$\tau_0 = \frac{1750}{50 \cdot 14,5 \cdot 0,9} = 2,75 \text{ kp/cm}^2 < 6,5$$

Nachweis der Torsionsspannung

$$\tau_1 = \frac{26500 \cdot 3,87}{50 \cdot 19^2} = 5,68 \text{ kp/cm}^2$$

50/19 = 2,6 $\gamma = 3,87$

$\tau_0 + \tau_1 = 8,43$ kp/cm²

Da die Platte mit dem Rostprofil aus einem Stück hergestellt wird kann ein Torsionsnachweis als Einzelbalken entfallen!

Bügel ⌀ 8 e = 20cm

Rückverankerung als Torsionsbügel bis Plattendicke

Keine Aufbiegungen!

Obere Bewehrung ? 3 ϕ 14

2. Rechteck

$b = 100\,cm$, $d = 190\,cm$, $h = 14,5$

$M_T = 1,6 \cdot 900 \cdot 3,2^2 \cdot 0,705 = 1860\,Mpcm$

$k_a = \frac{14,5}{\sqrt{1860,0 : 100}} = 10,6$

B 225 / ST A-I

$k_{xe} = 0,07$ $\quad k_e = 0,432$

$f_e = \frac{1860 \cdot 0,432}{14,5} = 5,54\,cm^2$

gew. 5 ϕ 12 / m, $f_e = 5,65\,cm^2$

VC = 3 ϕ 8 zus. Bügel

aus Torsion !

III/15/4 1605 1606 1607 1608 1609 200,0 D 25578

Podestbalken unter der obersten Geschoßdecke 74006

Dieser Balken hat zwar nur die Last von einem Treppenlauf aufzunehmen, erhält jedoch Wand- und Deckenlast von der Querwand zwischen Treppenhaus u. Vorraum des Aufzugmaschinenraumes.

Lastannahmen:

Dachdecke über Maschinenraum	
$(320+260)\cdot 3{,}19/2$	= 925 kp/m
Querwand $0{,}19\cdot 4{,}42\cdot 2300$	= 1930 "
Decke über letztem Normalgeschoß	
$(320+60)\cdot 3{,}19/2$	= 610 "
Balkeneigengewicht $0{,}2\cdot 0{,}4\cdot 2500$	= 200 "
	$g = 3665$ kp/m
Eigengew. Treppenlauf	
$G_1 = G_2 = 1100/4$	= 275 "

Verkehrslasten:

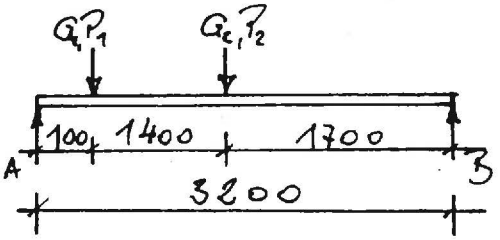
Schneelasten i. Maschinenraum	
$70\cdot 3{,}19/2$	= 115 kp/m
Verkehrslast vom Vorraum des Maschinenraumes $150\cdot 3{,}19/2$	= 240 "
	$p = 355$ kp/m

Verkehrslast vom Treppenlauf

$P_1 = P_2 = 1020/4 = 255$ kp

59012 VV Freiberg Außenstelle Dresden Ag 307/75

III/15/4 1605 1606 1607 1608 1609 200,0 D 25578



Auflagerkräfte

infolge g + G: $A_g = 3665 \cdot 3,2/2 + 2,75(1,7+3,1)/3,2$

$= 5864 + 413 = \underline{6277\ Kp}$

$B_g = 5864 + 275(0,1+1,5)/3,2 = 5864 + 138 = \underline{6002\ Kp}$

infolge p + P: $A_p = \dfrac{355 \cdot 3,2/2 + 255(1,7+3,1)}{3,2}$

$= 568 + 383 = \underline{951\ Kp}$

$B_p = \dfrac{568 + 255(0,1+1,5)}{3,2} = 5,68 + 128 = 696\ Kp$

$A_q = 6277 + 951 = 7228\ Kp$

$B_q = 6002 + 696 = 6698\ Kp$

x' (von B) $= 6698/(3665+355) = 1,67\ m$

$\max M = 6698 \cdot 1,67/2 = 5580\ Kpm$

$\nu_s = \dfrac{1,5(6277+6002) + 1,7(951+696)}{7228+6698} = 1,53$

$\nu_s M = 1,53 \cdot 558 = 854\ Kpcm$

Bemessung: B225 St A-I

$b = 19cm \quad d = 40cm \quad h = 36cm$

$k_h = 36/\sqrt{854/19} = 5,37 \Rightarrow k_{x\ell} = 0,30$

$F_e = 0,491 \cdot 854 = 11,65\ cm^2$

gew.: $4\,\phi 20$ mit $F_e = 12,65\ cm^2 > 11,65\ cm^2$

Querkraftsicherung:

$\tau_0 = \dfrac{7228}{19 \cdot 0,9 \cdot 36} = 11,7\ Kp/cm^2 \gtrless \begin{matrix} 6,5\ Kp/cm^2 \\ 14,7 \end{matrix}$!

$\tau_0 = \dfrac{6698}{19 \cdot 0,9 \cdot 36} = 10,9\ Kp/cm^2$

59012 VV Freiberg Außenstelle Dresden Ag 307/75

$\eta_l = \frac{11,7}{14,7} = 0,80 \quad \eta_r = \frac{10,9}{14,7} = 0,74$

$Q_{P_{1l}} = 7228 - 0,10(3665+335) = 6826\,kp$

$Q_{P_{1r}} = 6826 - 530 = 6296\,kp$

$Q_{P_{2l}} = 6296 - 1,4 \cdot 4020 = 668\,kp$

$Q_{P_{2r}} = 668 - 530 = 138\,kp$

$x = 138/4020 = 0,03\,m$

Inhalt der Querkraftflächen:

$Q_l = \frac{7228+6826}{2} \cdot 0,10 + \frac{6296+668}{2} \cdot 1,4 + \frac{138 \cdot 0,03}{2}$

$= 702,7 + 4874,8 + 2,1 = 5579,6\,kp$

$Q_r = 6698 \cdot 1,67/2 = 5592,8\,kp$

$\eta_l \cdot Q_l = 0,8 \cdot 5579,6 = 4464\,kp$

$\eta_r \cdot Q_r = 0,74 \cdot 5592,8 = 4139 < 4464\,kp$

$F_Q = \frac{4464}{0,9 \cdot 0,36 \cdot 1400} = 9,84\,cm^2$

gew.: 8 Bügel Ø10 (a = 200 mm) zweischnittig

$= 12,6\,cm^2 > 9,84\,cm^2$

<u>Auflagerpressung:</u>

$\sigma = 7228/19 \cdot 19 = 20\,kp/cm^2 < 55\,kp/cm^2$

<u>Verankerung des Endauflagers:</u>

$Z_A = (1,5 - 0,74) \cdot 7228 = 5493\,kp$

4 Endhaken Ø20 nehmen auf:

$4 \cdot 3,14 \cdot 700 = 8796\,kp > 5493\,kp$

<u>Rißweitenbeschränkung:</u>

$\mu = 1,69\% \Rightarrow k\delta' = 80,4$

$w = 0,3\,mm \Rightarrow k\delta = 1,0$

$\max \delta = 1,0 \cdot 80,4 = 80,4\,mm > 20\,mm$

59012 VV Freiberg Außenstelle Dresden Ag 307/75 TGL 15718 - 2001/11 III/15/4 1605 1606 1607 1608 1609 200,0 D 25578