

Stadtrandsiedlung in Zürich-Neu-Affoltern

Autor(en): **Jenny, Albert**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **127/128 (1946)**

Heft 26

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-83965>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.



Bild 1. Stadtrandsiedlung in Zürich-Neuaffoltern, aus Osten. Arch. ALBERT JENNY, Zürich

Die Einflusslinie für ein Stützenmoment weist positive und negative η -Werte auf. Nun treten hohlliegende Schwellen niemals vereinzelt, sondern nur gruppenweise auf; der unter (13) aufgeführte Summenwert wird also durch den Beitrag negativer η -Werte stark herabgemindert. Der ungünstige Einfluss mangelhafter Gleisunterstopfung ist also geringer als es auf den ersten Blick erscheinen dürfte.

4. Das hier beschriebene Verfahren führt bei allen in der Praxis vorkommenden Belastungsfällen (senkrechte Lasten und schlechte Gleislage) sehr rasch zum Ziele, da die Berechnung mit dem Rechenschieber durchgeführt werden kann.

Die bisher gemachte Annahme eines Balkens auf Einzelstützen ist zweifelsohne naheliegender als die leider noch vielfach angetroffene, welche die Schiene einem Balken auf gleichförmiger ununterbrochener, elastischer Unterlage gleichstellt und die Querschwellen durch eine «stellvertretende Langschwelle» ersetzt, über deren Abmessungen aber bisher keine Einigung erzielt werden konnte. In all diesen Berechnungen erscheint notgedrungen die Bettungsziffer, doch sind sich die verschiedenen Verfasser nicht einig, was unter ihr zu verstehen ist. Zahlreiche Versuche²⁾ sind in Holland und Deutschland und wenn wir nicht irren auch in der Schweiz nach dem Weltkrieg durchgeführt worden. Sie erfolgten mittels hydraulischer Pressen an vom Gleis losgelösten Schwellen und sind also statisch einwandfrei, da sie die Elastizität der Auflager der Schwelle ohne jede Beeinflussung dieser Auflager durch die Schienensteifigkeit wiedergeben. Anderer Meinung ist Wasiutynski³⁾, der gelegentlich seiner Versuche auf den polnischen Bahnen feststellte, dass die Bettungsziffer für eine vom Gleis losgelöste Schwelle annähernd doppelt so gross sei als für eine gewöhnliche, im Gleis eingebaute, und seltsamerweise daraus schloss, dass die erstgenannte Ziffer nicht zur Berechnung der Schienenmomente dienen könne, da der Einfluss der benachbarten Schwellen auf die Elastizität der zu untersuchenden Schwelle nicht berücksichtigt wäre. Es ist nicht ganz klar, was Wasiutynski damit sagen will. Seiner Berechnung wurde der Balken auf stellvertretender Langschwelle zu Grunde gelegt. Hätte er die Schiene als Balken auf Einzelstützen angesehen, wäre er wohl niemals auf den Gedanken verfallen, die Stützenelastizität durch Belastung des Balkens festlegen zu wollen. Nun wäre es nicht ausgeschlossen, dass Wasiutynski, infolge des geringen Schwellenabstandes, die von uns eingangs unter 2) erwähnten Bedenken gegen das einfache Verformungsgesetz gemäss Gleichung (1) vorschwebten und er, ohne es jedoch deutlich auszusprechen, zu einem verwickelteren Gesetz gemäss Gleichung (9) neigte. Dieser Gedanke dürfte aber nicht zu Schlussfolgerungen führen, die statisch nicht vertretbar sind. Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues ist an und für sich verwickelt und die der Rechnung dienenden Unterlagen können nur

²⁾ Driessen: Die einheitliche Berechnung des Oberbaues, «Organ f. d. Fortschritte d. Eisenbahnwesens», 1937, Nr. 7.

³⁾ Recherches expérimentales sur les déformations élastiques et le travail de la superstructure des chemins de fer (années 1933 à 1934) effectuées par le Dr. Ing. Alexandre Wasiutynski, Prof. hon. à l'Ecole polyt. de Varsovie, im Verlag Dunod in Paris erschienen, z. Zt. vergriffen.

auf dem Versuchswege erhalten werden. Der Genauigkeitsgrad ist also verhältnismässig gering, daher muss man bestrebt sein, die Berechnung auf statisch unangreifbarer Basis durchzuführen, oder auf jede Berechnung verzichten.

Unsere *Schlussfolgerung* lässt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Die auf Querschwellen ruhende Eisenbahnschiene ist ihrem Wesen nach ein kontinuierlicher Träger auf elastisch senkbaren Einzelstützen. Die Berechnung der Schienenmomente soll daher auch auf dieser Grundlage erfolgen, um so mehr, als bei Verwendung von Tabellen alle in der Praxis vorkommenden Belastungsfälle rasch und bequem erledigt werden können.

2. Die elastische Zusammendrückung der gesamten Schienen-Unterlage (Unterlagsplatte, Schwelle, Bettung, Erdkörper usw.) wird durch eine neue Grösse ω festgelegt, die man etwa mit dem Namen «Schienenauflagerungsziffer» bezeichnen könnte.

Wir möchten nicht schliessen ohne zu erwähnen, dass die Berechnung der Beanspruchungen der Eisenbahnschiene auch ein gewisses wirtschaftliches Interesse bietet. Bei den gangbaren Schienenprofilen, deren Gewicht 30 bis 65 kg/m beträgt, stellt man bei zunehmendem Gewicht einen hyperbolisch verlaufenden Spannungsabfall fest, der anfangs ziemlich ausgeprägt ist, von 50 kg/m ab aber viel langsamer vor sich geht, so dass die Verwendung schwerer Schienenprofile sich statisch nicht ohne weiteres vertreten lässt. Selbstverständlich sind bei der Wahl eines Profils die Gründe mannigfaltig und es leuchtet ohne weiteres ein, dass ein schweres Profil unterhaltetechnisch sehr grosse Vorteile bietet. Immerhin erscheint es angebracht, sich in einer Zeit allgemeiner Materialknappheit und der wirtschaftlichen Not zu vergegenwärtigen, dass durch die Wahl eines leichteren Schienenprofils Ersparnisse erzielt werden können, ohne dass hierbei nennenswerte Nachteile entstehen dürften.

Stadtrandsiedlung in Zürich-Neu-Affoltern

Von Arch. ALBERT JENNY, Zürich

Eine Aufgabe ganz anderer Natur, als sie vor vierzehn Tagen hier behandelt wurde (S. 304* lfd. Bds.), war dem Architekten gestellt durch den Auftrag einer gemeinnützigen Baugenossenschaft, 16 *Einfamilienhäuser für kinderreiche Familien* mit weitgehender Selbstversorgung zu projektieren.

Das Grundstück, ganz an der Peripherie der Stadt Zürich gelegen, iess nur eine in die Tiefe gestaffelte Reihenbebauung zu, da sein Ausmass nicht gross genug war, um an eine originellere Gruppierung zu denken, und ausserdem das ansteigende Bauland in dieser Hinsicht Schwierigkeiten bot. Die Reihen wurden ganz in massiver und ganz in Holzbauweise studiert. Das Ergebnis war, dass eine gewisse Eintönigkeit nicht vermieden werden konnte. Erst die Vermischung beider Bausysteme führte zu einer befriedigenden Lösung, und durch differenzierte Farbgebung konnte eine weitere Lockerung im Gesamtbild erzielt werden. Die Zeilenabstände sind mit 27 m sehr reichlich bemessen, wodurch der ländliche Charakter noch besonders betont wird.

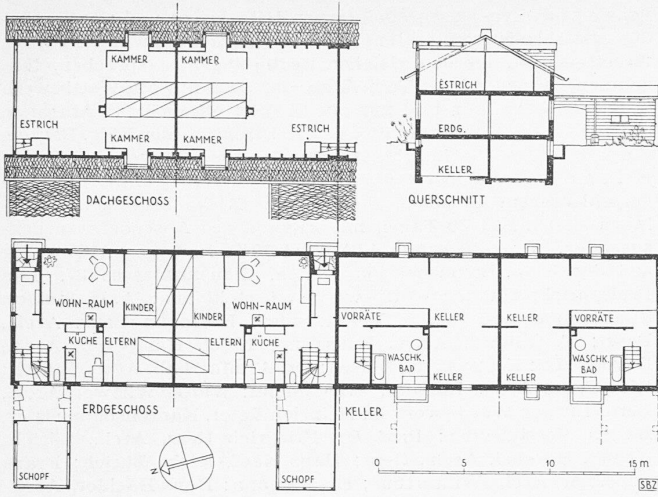


Bild 2. Grundrisse und Schnitt der Siedlungshäuser Bild 1

Bei der Ausführung der Bauten wurde in erster Linie darauf Bedacht genommen, die enorme Verteuerung der Baukosten durch eine sehr einfache Konstruktion und Ausführung nach Möglichkeit auszugleichen, ohne an den Abmessungen der einzelnen Räume allzusehr zu sparen. Durch sorgfältige Studien in dieser Richtung wurde erreicht, dass die Bauten mit einem Preis von 56 Fr. pro m^3 umbauten Raumes (Norm S.I.A.) erstellt und nach Abzug von 25 % öffentlicher Subvention zum Preise von 30 000 Fr. für eingebaute und 33 000 Fr. für Eckhäuser (bei Landanteilen von 500 bis 900 m^2) an die Interessenten abgegeben werden konnten, wobei die Grundrissfläche 75 m^2 für das Haus und rd. 20 m^2 für den angebauten Schopf beträgt.

Die Ausführung der Siedlung fällt in das Jahr 1944 und der für damalige Verhältnisse ausserordentlich niedrige Preis pro m^3 konnte nur dank Vereinfachung des Wohnkomforts erzielt werden, z. B. durch Verzicht auf Badezimmer (eine Badewanne ist in der Waschküche installiert), tannene Riemenböden in den Schlafzimmern usw. Bei acht Schlafstellen pro Haus ist die finanzielle Belastung der Eigentümer ausserordentlich gering (bei 4 % für Zinsendienst und Reparaturfonds 1200 bis 1300 Fr. pro Jahr ohne Kapitalrückzahlung), sodass solche Objekte auch den unteren Volksschichten noch zugänglich bleiben — ein Umstand, der in sozialer Hinsicht ausserordentlich zu begrüssen ist.

MITTEILUNGEN

Die Tieferlegung des Panamakanals. Einer Mitteilung des «Engineering News-Record» vom 28. März 1946 zufolge kam auf Veranlassung des Gouverneurs der Kanalzone, T. C. Mehaffey, eine 75-köpfige Studienkommission, die 23 Baufirmen vertrat, zusammen zum Studium der Tieferlegung des Panamakanals auf Meereshöhe. Bekanntlich weist der Kanal im heutigen Zustand an jedem Ende je drei Doppelschleusen auf, die zwar den bisherigen Verkehr ohne Schwierigkeiten zu bewältigen vermochten, während des Krieges aber durch Fliiegerangriffe sehr gefährdete Objekte darstellten. Der Spiegel der Hauptstrecke liegt 26 m über Meer. Die Tieferlegung würde einen neuen Erdaushub von 300 Mio m^3 Erde, wovon 240 Mio m^3 unter Wasser, und von weiteren 225 Mio m^3 Fels, wovon 125 Mio m^3 unter Wasser, erfordern; Bauzeit rd. 12 Jahre. Demgegenüber umfasste der bisherige Aushub etwas über 200 Mio m^3 . Die Amplituden der Gezeiten betragen im Karibischen Meer höchstens 75 cm, auf der pazifischen Seite im Durchschnitt 6,1 m; daher muss dort auch beim auf Meereshöhe abgesenkten Kanal eine Schleuse vorgesehen werden. Die hauptsächlichsten Schwierigkeiten bestehen in der For-

derung eines unbehinderten Durchgangverkehrs während des Baues und im Abtragen des Rutschgebietes an der Wasserscheide (Culebra-Einschnitt). Die Tieferlegung soll in drei Etappen jeweils um die Höhe der bestehenden beiden Doppelschleusen durchgeführt werden.

Trockenlegung der Insel Walcheren. Hierüber entnehmen wir der holländischen Zeitschrift «De Ingenieur» vom 25. Januar 1946 folgende Mitteilungen. Der 13 500 ha umfassende West-Polder von Walcheren, d. h. der grösste Teil dieser Insel, war durch die drei durch englische Bombardierungen erzeugten Deichbrüche Nolle bei Vlissingen, Westkapelle und Veere dem Meere geöffnet. Das im Mittel 1 m unter Normal-Amsterdamer Pegel liegende Land wurde durch das bei der Springflut zwischen +2 und -2 m wechselnde Meerwasser regelmässig durchströmt. Am 2. Oktober 1945 wurden die Breschen bei Nolle und Westkapelle, am 23. Oktober die bei Veere abgeschlossen. Damit konnte die Trockenlegung von Walcheren mit Ausnahme des kleineren SO-Polders in Angriff genommen werden. Zur Durchführung der drei Deichschliessungen waren Mitte Oktober 1945 eingesetzt: 3300 Mann, 14 Schwimmbagger und Sauger, 135 Material-Schuten, 71 Schleppboote, 73 Landungsboote und Frachtschiffe, 19 Schwimmkrane, z. T. sehr grosser Abmessungen, 52 Dragline-Bagger und Bulldozer, 46 km Geleise, eine grosse Zahl Lastautos und 73 Baracken (dabei 52 von der Schweizerpende rechtzeitig montierte schweizerische Armeebarracken). Hinter allen drei Durchbrüchen zeigten sich sehr tiefe Kolke im Untergrund, die auf -16, -18 und -20 m reichten. Deshalb wurde der neue, 700 bis 1000 m lange Abschlussdeich überall landeinwärts des früheren Deiches angelegt. Er wurde durch Aufspülen von Sand und Abdecken mit Klei von beiden Seiten gegen die tiefste Flutrinne vorgebaut, in deren Bereich zunächst in grossem Umfang Faschinen-Matratzen versenkt wurden. Der Schluss der letzten 100 m blieb in jedem Fall das grosse Problem. Bei Nolle, wo die Strömung hierbei auf über 3 m/sec anstieg, wurde der Deichschluss zunächst versucht durch Versenken von Eisenbetonschwimmkörpern von $12 \times 5 \times 2,6$ m mit 1,25 m Tiefgang (aus Invasions-Material), die indessen bei Springflut weggespült wurden. Bei einem zweiten Versuch wur-



Walcheren. Schliessung der vierten (im Text nicht behandelten) Lücke bei Rammekens (östlich von Vlissingen) nach «De Ingenieur» vom 19. 4. 46