

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 8 (1968)

Rubrik: VI. Dynamic Loads

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 01.04.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

VI

Dynamic Loads

Dynamic Loads (In Particular Wind and Earthquake Loads)

J. FERRY BORGES

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon

1. Introduction

Progress in the structural field implies the improvement of knowledge of both the acting loads and the structural behaviour under these loads. In general it can be said that the actual knowledge of dynamic loads is not great. So, it is easy to understand the interest of not only obtaining data that allow a better definition of these loads, but also of establishing the most convenient methodology for their analysis.

For the distinction between static and dynamic loads a first difficulty arises from the fact that this distinction cannot be established on the basis of the loads themselves but has to consider the type of structure on which the loads act. In fact, a load has to be considered as dynamic when its variability in time is such that, to study the structural behaviour, the effects of the inertia of the masses of the structure cannot be neglected.

A second difficulty concerning the definition of dynamic loads arises from the interaction between the structural behaviour and the loads themselves. Considering the dynamic loads as a system of forces variable in time, these forces are often directly influenced by the behaviour of the structure. This for instance occurs in wind actions due to aero-elastic effects and in earthquake problems owing to the interaction between the structure and the soil. In the present report it is tried to define the loads in a fundamental way, in order that these interactions may be studied by considering the total behaviour of the overall system.

To limit the scope of the report attention is focussed on the loads that act on civil engineering structures such as buildings, bridges and towers.

The types of loads to be referred are those due to: wind, earthquake, traffic, machinery and blast. The two first types of loads, which in general are more important, are studied in more detail.

For each type of load the main problems to be considered are: i) measurement of the acting loads, ii) their analytical and experimental representations. The discussion of the most convenient methods for dealing with these problems is very important and, as referred, it is hoped that during the Congress the discussion shall cover methodology and not be limited to the presentation of results.

For the purpose of choice of method two fundamental types of representation are considered: deterministic and stochastic. The deterministic representation implies the complete knowledge of the variation of the loads with time. The stochastic representation only implies the knowledge of the statistical distributions of these variations.

Machine vibrations or blast pressures may be examples of loads for which a deterministic approach applies. Wind and earthquake loads in general can only be conveniently represented by stochastic schemes.

The improvement of load knowledge implies that systematic measurements are performed in nature. The dynamic character of the loads makes these measurements particularly difficult. The difficulties are of two principal kinds. The first comes from the fact that often it is not possible or practical to measure directly the acting forces but only other magnitudes from which the forces are to be derived. That is for instance the case for the wind for which it is the velocity and not the pressure that has to be considered. So a new problem has to be solved: to transform the velocities in pressures.

The second difficulty comes from the response of the measuring device in function of the frequencies involved. In fact the measuring devices behave in general as low-pass filters, have often a non-flat frequency response and even in some cases are non-linear, that is, the response is a function of the mean intensity of the load. For a correct interpretation of the results, the measuring devices have to be considered as transfer systems and the characteristics of their response accurately studied.

Difficulties of this type appear for instance in relation to the use of anemometers. The results available have to be interpreted by duly taking into account the dynamic characteristics of the apparatus.

Once the nature of the loads is well understood the convenient representations of the loads to be used in analytical or experimental studies have to be discussed. The representations must be of a nature as fundamental as possible in order that they can be applied with generality. Also the analytical representation of the loads must fit the general theories to be used for studying structural behaviour. Particularly in the stochastic scheme the fundamental concepts of the theory of random vibrations [1, 2] must be respected.

It is also convenient that analytical representations are as simple as pos-

sible. The influence of the introduced simplifications must be analysed and the range in which they apply must be defined.

In the case of permanent loads the definition of duration is not important. In the case of non-permanent loads it is convenient to split them up by the consideration of intervals with given durations. So wind and earthquake loads shall be represented by time series having each a given duration. A further usual simplification consists in supposing that the statistical distribution from which the time series derives does not change along the time for the assumed duration; that is to suppose that the phenomena are stationary.

The experimental representation of the dynamic loads must also satisfy some general conditions. Loads representing the actual ones are to be imposed on models and the behaviour of these models has to be interpreted using theories of similitude. The frame in which similitude applies imposes conditions on the load representation. When interpreting the results the limits within which the tests were performed have to be duly considered.

So, for instance, wind tunnel tests in general disregard wind gradients and do not respect the similitude for turbulence. Dynamic tests for the study of earthquake problems often use vibrations that are far from representing earthquake movement.

To allow a comparison between analytical and experimental results it is convenient that analytical and experimental representations of the loads are in accordance.

Finally, the problem of load forecasting has to be considered. This forecasting must in general be established on statistical bases. Statistical concepts of safety may then be applied.

It must be well understood that this statistical forecasting has nothing to do with the (deterministic or stochastic) scheme adopted for the representation of the load variations in time.

The general problems concerning dynamic loads on structures have been recently studied in several symposia, among which the "RILEM Symposium on the Measurement of Dynamic Effects and Vibrations of Constructions" held in Budapest in 1963, the "Symposium on Vibration in Civil Engineering" held in London in 1965 [3], and the "RILEM Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures" held in Mexico in 1966. The particular problems concerning wind and earthquake loads have been dealt with in special meetings that are referred below. Davenport in the report presented at the symposium held in Mexico [4] makes an interesting general analysis and a comparison between wind and earthquake loads.

2. Wind Loads

2.1. *Nature of wind*

A good understanding of wind phenomena implies the general knowledge of wind causes.

As is well known, the wind velocity increases with the height above ground and for heights of about 300 to 600 m reach a limit value (gradient velocity) that is mainly governed by pressure gradients (direct connected with thermal effects) and geostrophic accelerations. This gradient velocity can be analytically related to the mentioned causes.

The wind velocity rapidly varies with time and from point to point. This variation being random the flow is turbulent.

For the study of wind loads it is convenient to consider intervals of time with a given duration (for instance 10 minutes or 1 hour) and to compute for these time intervals the correspondent mean wind velocity. The rapidly varying velocity component then corresponds to turbulence.

Recent studies on the structure of wind that duly consider turbulence have been principally performed in connection with air pollution [5] and aerodynamics [6]. Much information coming from these sources is now available but only a small part can be used for studying the wind action on structures. Even so, it must be recognized that the methodology used in these studies is the convenient one. Modern studies on the wind action on structures follow the same lines [7, 8].

2.2. *Wind measurement*

The measurement of the wind velocity may be divided into two different problems. The first concerns the measurement of the low frequency component that corresponds to the mean velocity. The second concerns the high frequency component due to turbulence.

Practically all over the world the measurement of mean wind velocities has been in charge of the meteorological services and a large information is available on them. On the contrary measurements of turbulence have been performed in relation with particular researches only.

The meteorological services also indicate maximum velocities but these are difficult to interpret and for the time being are unreliable for use in structural design.

The different types of anemometers for measuring wind velocity can be classified according to their range of frequency.

Among the low frequency types are: Pitot static tubes, propeller and vane anemometers. These instruments have in general cut-off frequencies of about 0.1 c/s.

In the medium range of frequency are membrane or vibrating mass anemometers with cut-off frequencies of the order of 20 c/s.

Finally in the high range of frequency can be considered the hot wire and electric discharge anemometers that respond up to frequencies of about 1000 c/s.

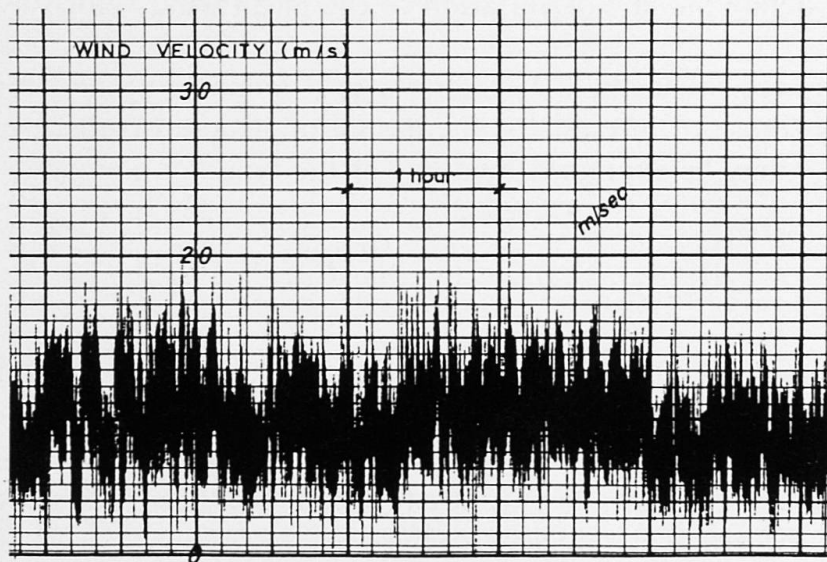


Fig. 1. Typical record of wind velocity

Fig. 1 presents a typical record obtained using a Pitot tube anemometer.

For the interpretation of the records of these different types of anemometers it is necessary not only to calibrate them statically in wind tunnels but also to determine their transfer functions. Besides, their behaviour being often not perfectly linear, the transfer functions have to be determined for different values of the static component.

Measurements in turbulent flows, and particularly the measurement of turbulence itself, involve important difficulties [9]. These difficulties are much reduced if only mean wind velocities are considered. Owing to the presented reasons, only the mean values of wind velocity constitute a set of valuable data from which the maximum velocities can be derived. The relationship between mean and maximum velocities has to be based on the actual knowledge of the structure of wind. The spreading of the correct measurement in the high frequency range is most desirable. The data then obtained shall allow not only a better understanding of turbulence but also direct estimates of maximum velocities.

2.3. Representation of wind

2.3.1. Mean wind velocity

For the study of the wind loads on a structure it only interests to consider

a limited spatial domain surrounding the structure. Also, as referred, only a given interval of time has to be considered, for instance 10 minutes or 1 hour.

In general it shall be reasonable to suppose that in the given domain the mean velocity is represented by a horizontal component that only varies in function of the height. To define the field of mean wind velocities it is then necessary to define the law of variation of the mean wind velocity with height only.

For the range of height that interests civil engineering and for winds of high velocity (those of interest for the design of structures) the mean velocity at level z , $\bar{U}_z$, may be expressed by a law of the type

$$\bar{U}_z = \left(\frac{z}{z_g} \right)^{1/\alpha} \bar{U}_g, \quad (1)$$

where $\bar{U}_g$ is the gradient velocity at level z_g . The values of z_g and $1/\alpha$ depend on the roughness of the ground.

As the wind velocities are in general measured at heights of about 10 m above the ground it is convenient to use for reference the velocity at this height, $\bar{U}_{10}$, and not the gradient velocity.

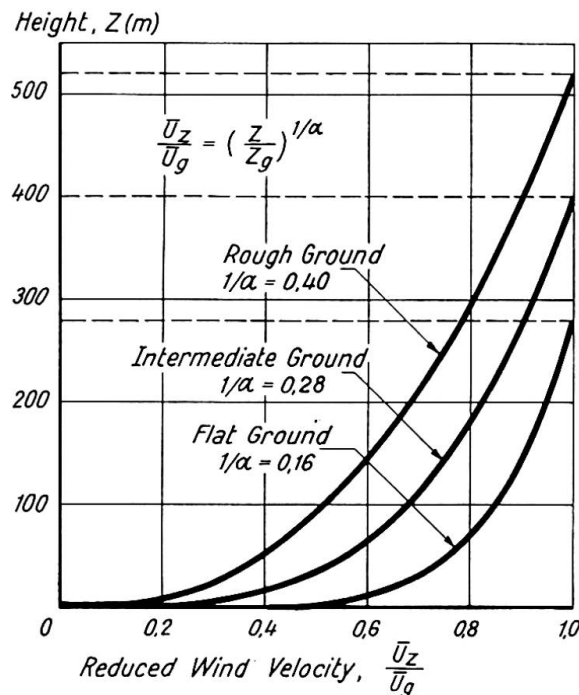


Fig. 2. Mean wind velocity profiles according to Davenport [8]

Fig. 2 gives the mean wind velocity profiles, according to Davenport [8], for three typical conditions of ground roughness.

To each location there corresponds a statistical distribution of $\bar{U}_{10}$, that

defines the probability of this velocity being exceeded during a given interval of time.

2.3.2. Turbulence of wind

Due to the existence of turbulence it is necessary to add to the mean velocity a varying velocity defined by the components u , v , w (respectively longitudinal, transverse and vertical).

These components are supposed to have a random variation in time and space. The statistical definition of these variations can be performed only by assuming simplifying hypotheses.

A first reasonable hypothesis consists in supposing that the turbulence is stationary during the time interval considered. The variation of velocity at a point may then be statistically described by the variation of the spectral densities of the velocities in function of the frequency or by the Fourier transform of these spectral densities, the auto-correlations. Assuming homogeneity at the different levels, the spectral densities of velocity may then vary in function of the mean wind velocity and the height above ground.

Spectral densities in time are not sufficient to define turbulence completely. It is also necessary to consider the statistical variation in space described by the space spectral densities or space correlations.

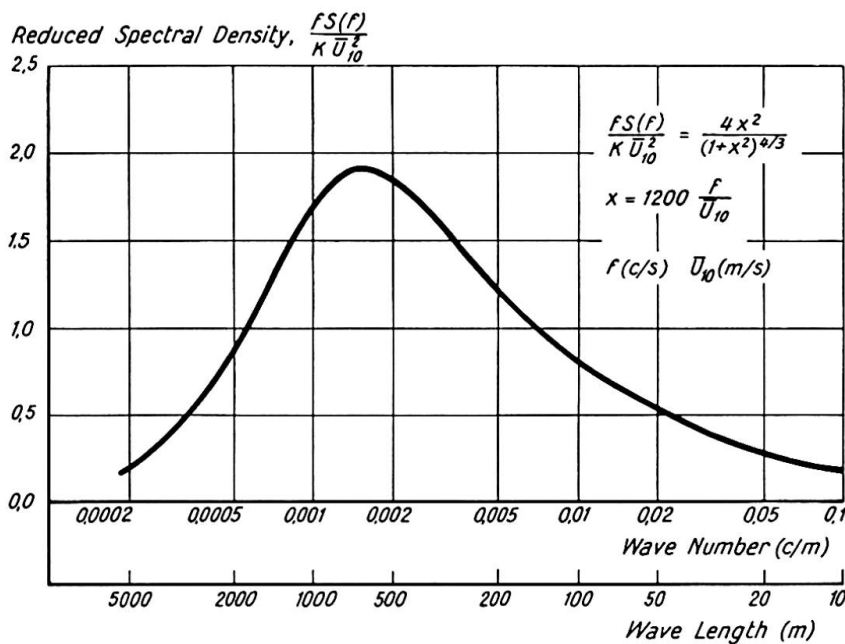


Fig. 3. Spectral density of longitudinal component of wind velocity according do Davenport [8]

For aeronautical problems the turbulence of the vertical component is very important [6]. The same does not apply, in general, to the wind actions on structures. In this case the longitudinal component is of particular interest.

Fig. 3 presents the spectral density of the longitudinal component of wind velocity proposed by DAVENPORT [8]. It represents the mean value of measure-

ments performed at heights ranging from 8 to 150 m. As means were taken, this implies to consider that turbulence does not vary with height in the range considered.

For representing the spectra obtained in different conditions by a single curve, Davenport divides the spectral density $S(f)$ by a coefficient K , a surface drag coefficient depending on the ground roughness, and by $\bar{U}_{10}^2$ the square value of the mean velocity at the reference level. The abscissae represent in a logarithmic scale not directly the frequencies but wave numbers or wave lengths. The wave number, expressed in cycles per meter, may be reduced to the frequency (c/s) by multiplying it by the mean velocity (m/s). The wave length is obtained by dividing the mean velocity by the frequency.

Taylor's hypothesis consists in supposing the validity of the transformation $x = \bar{U}t$, that is, it establishes an equivalence between the variations in space (x) and in time (t). According to this hypothesis the presented spectral density in time may also be considered as a spectral density in the longitudinal direction.

As the abscissae are represented in a logarithmic scale it is convenient to multiply the ordinates by the frequency f in order that the integral of the spectral density represents the mean square value of the velocity fluctuations.

For wave lengths smaller than 500 m the proposed spectrum fits Kolmogorov's law [10]. This law relates the spectral density $S(\lambda)$ to the wave number, λ , by an expression of the type $S(\lambda) = \beta \lambda^{-5/3}$.

To get quantitative information that may be used in structural design the spectrum of fig. 3 is plotted in fig. 4 for a mean velocity of wind of 20 m/s.

This figure shows that the reduced spectral density, $fS(f)/\sigma^2$, has a maximum between 1 and 2 cycles/minute. As the frequency increases the spectral density rapidly decreases and for practical purposes may be considered to vanish above 1 or 2 c/s.

The relative intensity of turbulence that corresponds to the spectra of fig. 3 and 4 is given by $\sigma/\bar{U}_{10} = \sqrt{6K}$. For $K = 0.005$ this corresponds to a value of 0.17 that is in accordance with the usual intensities of turbulence, between 10 and 20%, indicated by PASQUILL [10].

The variation of the longitudinal component of wind velocity in transverse directions can only be defined by considering the correlation in these directions or the cross spectral densities $S(\Delta l, f)$ for points at different distances, Δl .

DAVENPORT [11] relates the cross spectral densities to the spectral density in time, $S(f)$, by means of a coefficient

$$R(\Delta l, f) = \frac{S(\Delta l, f)}{S(f)} = e^{-\frac{cf\Delta l}{\bar{U}_{10}}}$$

where c is a constant. $\bar{U}_{10}/cf$ has the dimensions of a length and can be interpreted as a correlation scale.

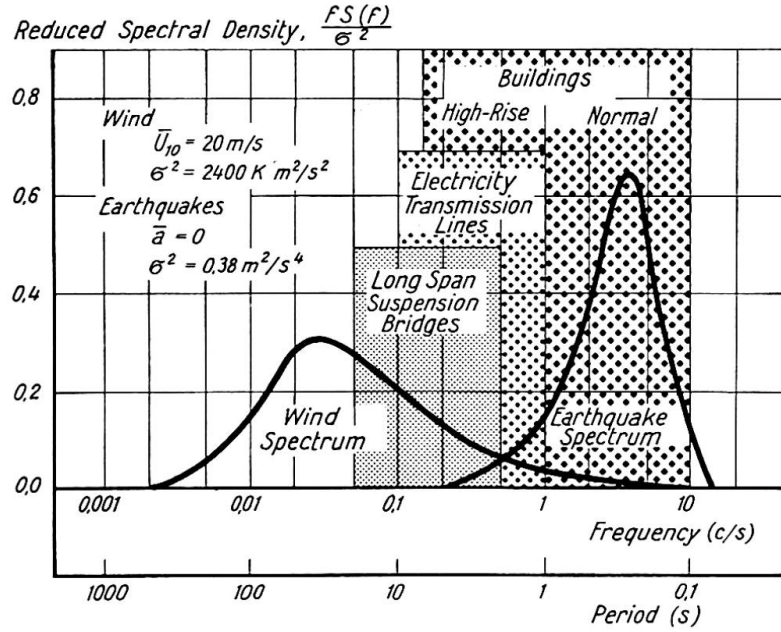


Fig. 4. Reduced spectral densities of wind velocity and earthquake acceleration

The distance at which wind velocities are correlated is therefore inversely proportional to the frequency and to the coefficient c . Table I indicates for, stable atmospheric conditions (that are those of interest in the present case), the order of magnitude of the value of c for different directions and turbulence components [11].

Table I

Direction of Δl	Turbulence component	c
longitudinal	longitudinal	8
	transverse	6
transverse	longitudinal	40
	transverse	25
vertical	longitudinal	7
	transverse	7

The fact of the correlation scales being smaller in the transverse than in the longitudinal direction indicates that for strong winds eddies are elongated.

2.4. Wind actions

The knowledge of wind velocities is not sufficient to define wind actions. It is necessary to know how to transform the velocities in pressures. Duly considering the dynamic character of the phenomena this problem is not yet satisfactorily solved.

Supposing the wind to be a uniform flow, much information is available that allows to transform the wind velocity into local or total pressures. This information is collected in wind codes under the form of pressure coefficients.

JENSEN [12] has shown that if the uniform flow is substituted by a boundary layer profile, as indicated in fig. 2, important variations of the pressure coefficients are obtained.

Considering the turbulent character of wind the problem is much more involved. In fact to the turbulence inherent to the wind it is necessary to add the turbulence created by the structure.

The turbulence created by the structure derives mainly from vortex excitation and may be independent of or dependent on the deformability of the structure itself.

The first type of phenomena corresponds to von Kármán eddies. The frequency, f , of the vortex-shedding is related to the mean wind velocity, U , by the Strouhal number, $S = fD/\bar{U}$, where D is a typical length. As there is a dominant frequency f this is not a true turbulence; it is often called a quasi-turbulence. A review of the problem of vortex-shedding for rigid circular cylinders is presented by LIENHARD [13].

The excitation of vibration due to the deformability of the structures is a still more complex phenomenon. A simple case where the mechanism of the vibrations can be easily understood is the following.

Consider a horizontal wind and a structure vibrating vertically. The vibration of the structure corresponds to a transverse component of velocity. To combine this transverse component with the longitudinal one is equivalent to consider an oblique incidence. If the profile of the body is such that for this oblique incidence there is a negative lift, this lift force tends to increase the vibration of the system and may be considered a negative damping. If this negative damping exceeds the positive damping of the structure, self-excited vibrations of increasing magnitude will occur.

For systems with several degrees of freedom the phenomena of aerodynamic instability may be associated with coupling of different modes giving rise to flutter phenomena.

Finally it may also occur that the turbulence produced by one structure influences neighbouring ones.

SCRUTON [14] reviews the different aspects of wind-excited vibrations of structures. Owing to the complexity of the involved phenomena it can be said that general analytical solutions cannot yet be obtained. Model tests in wind tunnels yield very useful results.

2.5. Model tests

Usually, when building a wind tunnel it is sought to reduce turbulence as much as possible in order to obtain a uniform air flow. A tunnel in these conditions is well adapted for determining pressure coefficients, but obviously does not allow to study the influence of the turbulence of natural wind.

Recently several tunnels were built [8] to reproduce the variation of wind velocity with height. This is obtained by increasing the roughness of the deck wall in comparison with that of the other walls. Fig. 5 represents the boundary layer wind-tunnel of the University of Western Ontario.

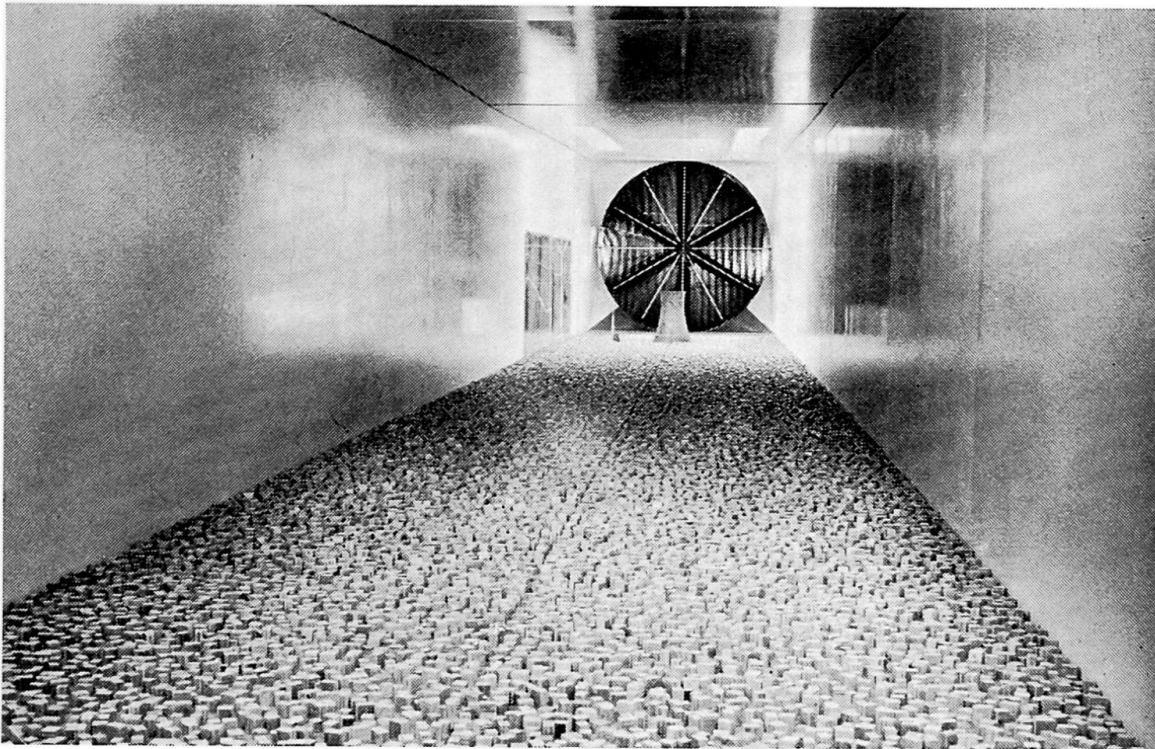


Fig. 5. Boundary-layer wind tunnel of the University of Western Ontario

In future it would be desirable to be able accurately to control the turbulence of wind tunnels in order to perform dynamic tests with the turbulence reproduced to scale.

2.6. Data for design

Among the data for design it is necessary to define the maximum wind velocities to which the pressure coefficients apply. The maximum velocities at present used are not currently defined on a statistical basis.

It is important to be able to relate maximum and mean velocities. Several authors studied this problem [15, 16]. CASTANHETA [17] adopting the velocity

power spectrum indicated by DAVENPORT [8] computed the statistic distribution of the ratio of the maximum velocities, U_f , to the mean velocities recorded in time intervals $t_0 = 10$ minutes or 1 hour. The maximum velocities, U_f , are those that would be recorded by ideal filters with sharp cut-off frequencies $f = 0.2, 0.5, 1.0$ and 2.0 c/s.

Table II indicates the obtained ratios of the mean maximum velocities to the mean velocities. These values refer to a height of 10 m above ground.

Table II

Cut-off frequency f (c/s)	$t_0 = 10$ minutes			$t_0 = 1$ hour		
	Roughness coefficient, K^1)			Roughness coefficient, K^1)		
	$K=0.005$	$K=0.010$	$K=0.015$	$K=0.005$	$K=0.010$	$K=0.015$
0.2	1.44	1.63	1.77	1.54	1.75	1.92
0.5	1.50	1.71	1.87	1.58	1.83	2.02
1.0	1.53	1.75	1.92	1.63	1.88	2.07
2.0	1.56	1.79	1.97	1.66	1.92	2.13

¹⁾ As defined by DAVENPORT [8]. $K = 0.005$ corresponds to a flat ground and $K = 0.015$ to rough conditions, as those occurring in the centre of a town.

It is interesting to notice that the variation of the coefficients due to the variation of the cut-off frequencies is practically independent of the roughness coefficient and the time interval.

Taking for reference the frequency of 2.0 c/s, reductions of 2, 4 and 9% are obtained for the cut-off frequencies of 1.0, 0.5 and 0.2 c/s, respectively.

Assuming that a structure behaves like a filter with a given cut-off frequency, the indicated reductions could be applied to the maximum velocities used for design. As the pressures are proportional to the square of the velocities, the reductions of the pressure would be twice the indicated ones.

In the case of structures with long fronts a further reduction can be considered related to the transverse correlation of wind velocities. So far these reductions have been mainly established on experimental bases [18, 19]. The information now available on the turbulence of wind is already sufficient to allow an analytical determination of these reductions [17, 20].

The above considerations show that reductions of wind loads due to the turbulence of wind are only justified for structures of very low frequency, such as long span suspension bridges, electricity transmission lines and high-rise buildings, fig.4. In fact structures of these types present natural frequencies of about 0.1 c/s or even less. The same does not apply to ordinary buildings

(of no more than 10 stories) that in general have frequencies above 1 c/s. For structures of this type wind can be considered as a static load.

On the other hand for very deformable structures, such as suspension bridges, aeroelastic phenomena may be of paramount importance [21].

For improving the knowledge concerning wind loads it seems very important to observe the real behaviour of structures [22]. Such studies will confirm the assumed hypotheses and indicate the most promising research lines.

3. Earthquake Loads

3.1. Nature of earthquakes

It is generally accepted that earthquakes are produced by local ruptures of the earth's crust. Earthquake vibrations may be felt at very large distances from the epicentral zone but, in general, they only affect constructions in a much smaller radius. Within the area in which earthquakes are destructive, soil movements have an irregular character as can be appreciated from the available records, fig. 6.

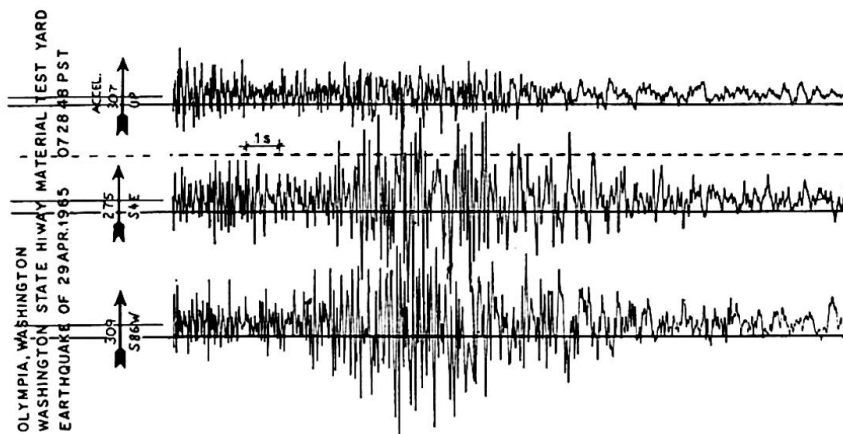


Fig. 6. Typical record of earthquake acceleration

Man-made explosions may also be the cause of soil vibrations that in some aspects may be compared to the movements due to earthquakes.

Owing to the earthquake vibrations, water masses enter in movement and may produce large waves in the sea (tsunami) and also hydrodynamic pressures on structures that are submerged in or in contact with water.

In recent years much effort has been made to investigate earthquake causes, to define the seismicity of the different regions of the globe, to study the most adequate methods to measure and represent seismic movements and to study the behaviour of constructions under earthquake loads. Among the abundant literature on these subjects, the proceedings of the World Conferences of the

International Association on Earthquake Engineering are of paramount importance [23, 24, 25]. The recent effort of UNESCO in co-ordinating and promoting research in this field must also be emphasized.

3.2. Earthquake measurement

Although the small amplitude movements of soil due to distant earthquakes have been recorded for many years, only recently has convenient equipment for recording strong motions been developed [26].

The apparatus now currently used records the three components of the soil acceleration and automatically starts the recording when the vertical or one of the horizontal components exceed about 0.01 g.

The dynamic characteristics of this equipment and the velocity at which the record is performed are adequate for further analysis of the seismic vibrations. Also the number of strong-motion accelerographs is rapidly increasing. Even so the most important seismic regions are not yet conveniently covered.

3.3. Representation of earthquakes

A very important contribution to the representation of soil movements due to earthquakes is due to HOUSNER [27] who simulated these movements by a set of random pulses and represented them by acceleration, velocity or displacement spectra. As defined by Housner, the spectrum of a given magnitude, for instance velocity, indicates the maximum values of velocity that simple oscillators with different natural frequencies and different damping undergo when subjected to the considered motion. Housner computed the spectra of several strong-motion accelerograms and proposed to represent earthquake motions by the spectra indicated in fig. 7.

Another way to describe the randomness of soil acceleration consists in defining the power spectral density of acceleration. This description uses the fundamental magnitudes of the theory of random vibrations that were also used to describe wind turbulence.

The representation adopted by HOUSNER and others [28, 29] corresponds to a white noise vibration (vibration of constant power spectral density). The variation of the power spectral density in function of the frequency was proposed by TAJIMI [30], on basis of preliminary work of KANAI [31], and by BARSTEIN [32]. In a study dealing with the probabilistic approach to earthquake-resistant design ROSENBLUETH [33] reviews the different idealizations of seismic loads.

BYCROFT [34] has shown that the velocity spectra indicated by Housner were equivalent to a white noise vibration limited to the range from 0.2 to

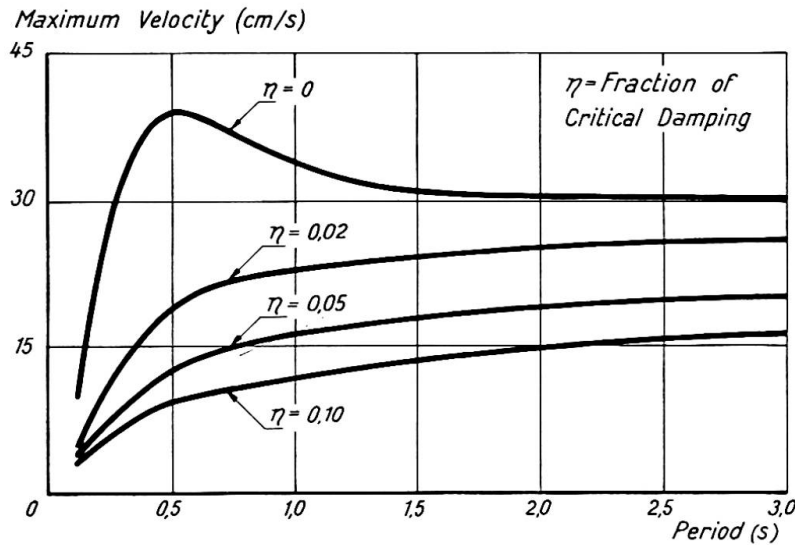


Fig. 7. Spectra of maximum velocities according to Housner [27]

5 c/s, each sample having a 30 s duration. He indicates the spectral density of $695 \text{ cm}^2 \text{ s}^{-4}/\text{c/s}$ as equivalent to the NS record of El Centro 1940 earthquake.

Recently RAVARA [35], JENNINGS [36] and ARIAS and PETIT LAURENT [37] used digital computers to determine directly from the available earthquake records the correspondent spectral densities.

Although the spectra present important fluctuations it is possible to deduce a mean law of variation of the spectral densities in function of the frequency (fig. 8). Analytical expressions for this law have been proposed by several authors [30, 36, 38, 39]. It is to be expected that the variation of the spectral density will depend on the geometry and mechanical properties of the soil. Unhappily the information now available does not yet permit to quantify this influence nor the one deriving from the epicentral distance.

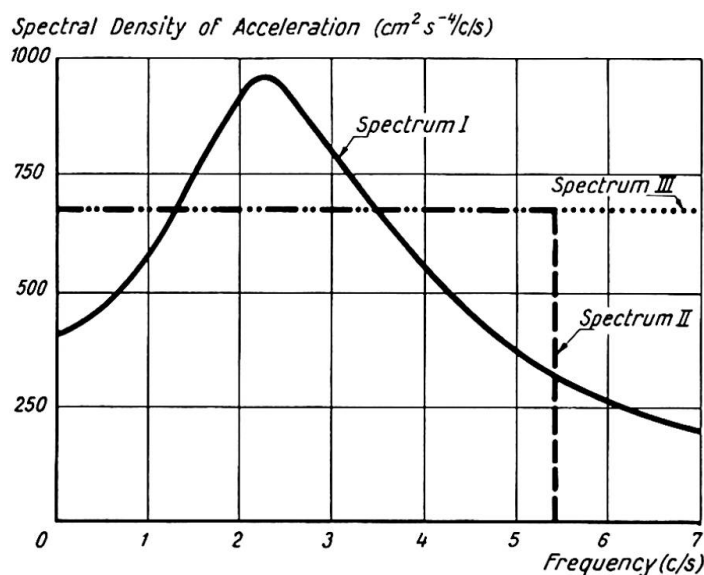


Fig. 8. Variation of the spectral density of acceleration in function of frequency

It must be emphasized that the difference between the representation by a white noise of limited range of frequencies and the spectrum function corresponding to a linear oscillator is not as important as could be imagined. In fact mechanical systems always behave as filters that cut off the frequencies above a given limit, and so it is just the same whether loading has a zero or non-zero spectral density above this limit. PEREIRA [39] compared the response of linear oscillators for 3 types of spectral functions (fig. 8) and obtained the results indicated in fig. 9 that well confirm the above conclusion.

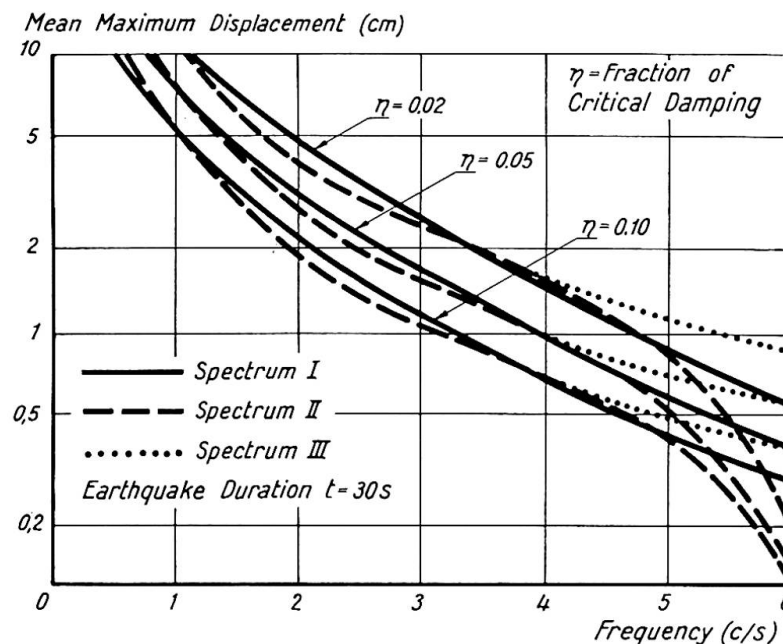


Fig. 9. Variation of the mean maximum displacement of one-degree of freedom linear oscillators in function of frequency, according to Pereira [39]

To represent the soil movements completely it would be necessary to define at each point not only the variation of acceleration with time but also the cross-correlations in different directions. There are at present no elements allowing to obtain these data. Even so the correlations in time computed by BARSTEIN [32] and ARIAS and PETIT LAURENT [37] give useful information concerning the dimensions of the areas in which the soil vibrations can be considered as approximately uniform. In fact the time interval for which the correlation falls down is of the order of 0.1 s. So for the usual velocities of propagation of the seismic waves, points at a distance of about 100 m shall simultaneously have similar movements. The same may no longer be true if the points are more than 500 m apart.

A representation of earthquakes that allows to study the non-uniformity of the vibrations at different points was proposed by BOGDANOFF, GOLDBERG and SCHIFF [40]. These authors consider packets of damped oscillatory waves with random amplitudes, frequencies, arrival times, phases and velocities of

propagation. This representation is used to study the longitudinal vibration of a suspension bridge.

3.4. Structural behaviour

Analytical methods now available allow to study the behaviour of structures under very general hypotheses. Lumped-mass methods expressed in matrix form, and making use of digital computers, are a powerful tool for the dynamic analysis of structures.

The earthquake idealization presented above constitute the necessary basis for performing this dynamic analysis.

When considering earthquake representation it cannot be forgotten that, due to the interaction between the soil and the foundation, the vibrations in fact applied to the structure may be very different from those considered. This problem can only be dealt with by duly studying the behaviour of the whole structure-soil system and assuming that sufficiently far from the structure the soil vibration is in accordance with the given representations.

3.5. Model tests

Although the power of analytical methods is nowadays very much increased by the use of digital computers many problems cannot yet be conveniently solved in this way and for them model studies constitute the convenient approach. Both mechanical models and electric analogies may be considered as models, although electric analogies are in general more close to the analytical representation.

Analog computers have been used with much success to study dynamic problems concerning earthquake actions [41]. Random vibrations may be conveniently studied in this way. In fact, random noise generators constitute a standard equipment that may be used to feed the analog computer.

In dynamic tests different techniques can be followed to reproduce soil vibrations [42]. For many years sinusoidal shaking tables have been in use with control of frequency and amplitude. In other cases vibrations have been induced by impacts that produce damped sinusoidal vibrations whose frequency depends on the system of springs attached to the table.

At the Laboratório Nacional de Engenharia Civil, model tests have been mainly performed using random vibrations, since 1960 [43, 44]. Fig.10 shows the test set-up. The loads applied to the model represent to a convenient scale the soil vibration and both the spectrum (usually considered a limited range white noise) and the duration are reproduced. By performing several tests it is possible to determine the mean maximum values of the response. By successively increasing the power spectral density it is possible to study the be-

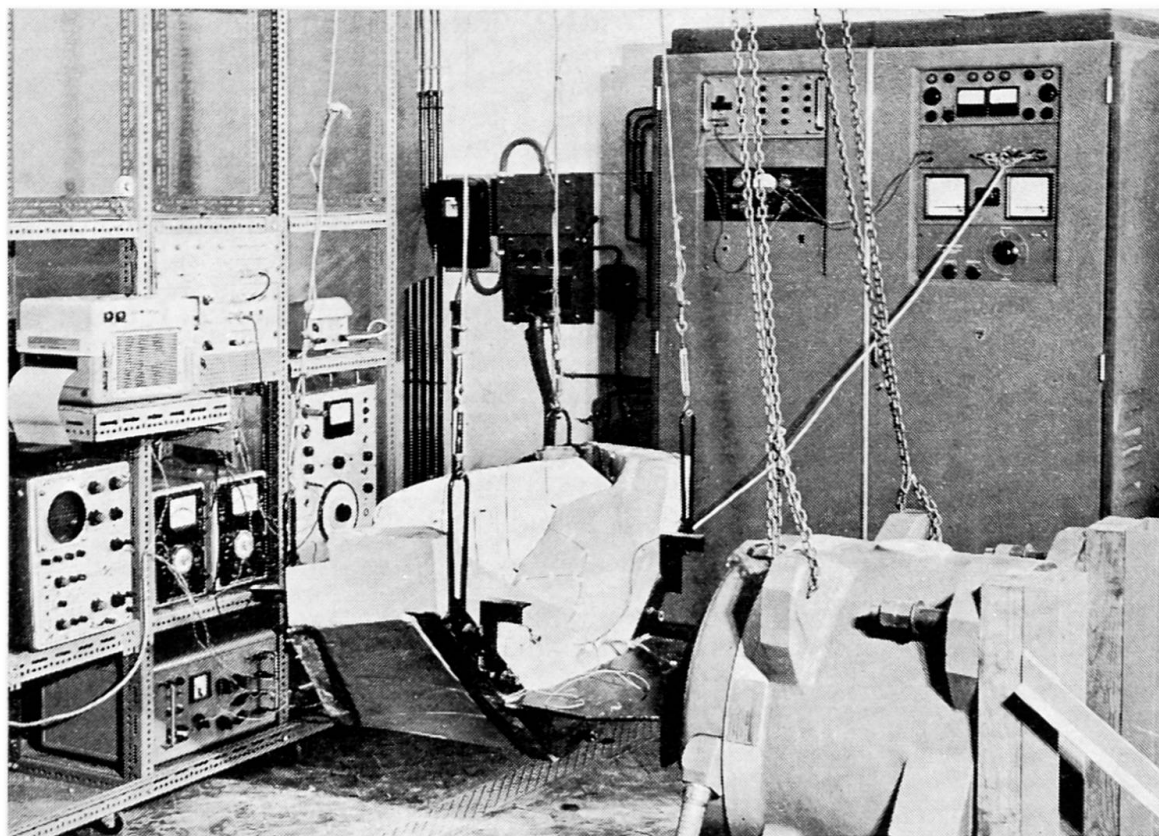


Fig. 10. Random-vibration set-up for model testing

haviour in the non-linear range and even up to rupture. Model studies in which random noise vibrations are used have also been recently performed in Japan [45, 46].

The shakers used in these studies are of the electromagnetic type and so only adequate for frequencies above 20 c/s. Automatically controlled hydraulic jack systems now produced in some countries are well adequate to perform model dynamic tests. With these jack systems forces of the order of magnitude of hundreds of tons may be applied and these forces can be varied up to frequencies of about 20 c/s [47]. As in some cases forces can be varied according to any given program, random vibrations may also be applied. It is to be expected that systems of this type shall be very usefull for seismic studies on models.

3.6. Data for design

In general the codes on earthquake resistant construction [48] specify seismic coefficients to be applied to the weight of the masses existing at the different levels, thus allowing to compute the horizontal forces for which the structure has to be designed. In this way earthquake dynamic forces are transformed in equivalent static ones.

It is very difficult to establish the seismic coefficients in order to contain all the information corresponding to a complete dynamic analysis. Although rough, the design according to seismic coefficients guarantees a resistance to horizontal forces, which is very important from a practical point of view.

Considering the difficulties of dynamic analysis, the specification of seismic coefficients may be considered a convenient procedure to give information to designers, mainly for usual types of structures as, for instance, ordinary buildings. For structures such as dams, high-rise buildings, big bridges and towers it is in general necessary to carry out a complete dynamic analysis [49].

4. Other Types of Dynamic Loads

The space available for this preliminary report only allows a very brief reference to the principal types of dynamic loads.

The following considerations are only intended to introduce and stimulate the discussion on dynamic loads besides those due to wind and earthquakes.

4.1 Traffic loads

The problem of traffic dynamic loads on bridges is entirely different according as road or railway bridges are concerned.

For road bridges the actual tendency of codes is to distinguish between loads due to traffic congestions and loads due to exceptionally heavy vehicles [50]. Intermediate hypotheses do not correspond to extreme conditions. As traffic congestions may be considered as static loads, dynamic behaviour has to be studied only for exceptionally heavy vehicles.

For railway bridges the problem is completely different. The repetition of the loads, associated very often with inversion of stresses, may produce fatigue. The study of dynamic behaviour is of paramount importance in this case.

Another type of dynamic traffic load is the one due to landing aircrafts.

For the improvement of the actual knowledge of traffic loads it seems convenient to decompose the dynamic effects into deterministic and stochastic parts. These parts would be separately analysed according to the respective theories. Thus design rules more accurate than the present ones would be obtained.

4.2. Machinery loads

Dynamic loads due to machinery may in general be established on a deterministic basis by being assimilated to periodic vibrations. In some cases, special types of machinery such as ball-mills also produce random vibrations.

Each machine vibration problem has its own peculiarities and it is difficult to give general information of interest. Specialized books [51, 52] contain useful information on this subject.

4.3. Blast loads

The general term of blast refers both to soil vibrations and to fluctuations of air pressure due to man-made explosions.

Concerning soil vibrations, blast effects may be compared to seismic movements. Available records show that the accelerations may also be considered as random, but the time duration of the vibrations is much shorter than the one assumed for earthquakes [53].

Studies dealing with quarry blasting [54] relate the damage in the constructions and the acceleration or velocity peaks with the distance to the shot and the explosive charge. Other studies deal with nuclear underground explosions and analyse the records in terms of their power spectral density [55].

The air blast effects are mainly related to the explosion of nuclear weapons in the atmosphere. The pressure wave resulting from an explosion near ground consists of an abrupt rise in pressure followed by a decay from which a negative pressure half-wave results [56]. The shape of the pressure wave is well defined and so its effects on structures can be studied by using the deterministic theory of vibrations.

The value of the load to be adopted in design has to be established on a strategic basis taking into account the degree of protection that is desired.

Sonic boom can also be considered as a type of blast load.

5. Conclusions

The main purpose of this introductory report is to serve as a basis for the discussion to be held during the Congress. So the present conclusions contain proposals on research subjects about which discussion is desirable.

5.1. The need of a correct definition of the loads acting on the structures was emphasized. It is important to state this definition in a basic way according to well-established general theories. Discussion on the most convenient methodology to attain this scope is welcome.

5.2. Recent progress concerning the knowledge of the dynamic action of wind was described.

To increase the available information it seems desirable:

5.2.1. To record systematically, by convenient anemometers, the turbulence of wind, in supplement to the actual recording of mean velocities.

5.2.2. To improve the actual representation of wind by using velocity spectra that duly vary in function of geographical conditions and other pertinent variables.

5.2.3. To establish on a sound statistical basis the velocities to be used in design.

5.2.4. To study the dynamic behaviour of structures taking simultaneously in consideration the turbulence inherent to the natural wind and the turbulence created by the structure itself. For this purpose model studies considering the wind velocity profile and turbulence effects seem promising.

5.2.5. To pursue the observation of important structures in order to get more information concerning their behaviour under wind actions.

5.2.6. To include in the building codes not only simplified data for the design of usual structures, but also basic data that can serve for design of important structures.

5.3. For further progress in the definition of seismic loads the following lines seem promising:

5.3.1. To continue installing strong-motion accelerographs and duly to interpret the obtained records.

5.3.2. To define the seismic loads by the spectral density of acceleration and to consider the variations of the spectra due to local conditions.

5.3.3. To define seismicity of a region by the probability of a given level of spectral density of acceleration being reached in that region. The seismicity of the different regions must be established by combining geophysical, geological and seismic information and by using, as far as possible, quantitative statistical criteria.

5.3.4. To pursue analytical and experimental studies, based on the theory of random vibrations, mainly for obtaining further information concerning the behaviour of linear and non-linear systems with several degrees of freedom.

5.3.5. To complement the installation of strong-motion accelerographs for recording soil accelerations, by installing equipment also allowing to observe the behaviour of the structures themselves. Useful information may also be obtained by dynamic tests of real structures, even under vibrations of small amplitude.

5.3.6. The improvement of building codes is most desirable. As for wind, it would be convenient that codes contain simplified rules for the design of ordinary structures and basic data to be used in special studies of important structures.

5.4. Discussion is also open on dynamic loads other than wind and earthquakes. Among these, loads due to traffic, machinery and blast were mentioned. New data established on modern scientific bases shall largely contribute to the design of more economical and safer structures.

5.5. Finally, the importance of international collaboration as a powerful means of accelerating progress must be emphasized. This collaboration may be particularly fruitful for the establishment of recommendations of general character on which regional codes may be based.

Acknowledgment

The collaboration of Messrs. JERVIS PEREIRA, MÁRIO CASTANHETA and ARTUR RAVARA, Specialists and Assistant Research Engineer of the staff of Laboratório Nacional de Engenharia Civil is gratefully acknowledged.

References

- [1] S. H. CRANDALL and W. D. MARK: Random Vibrations in Mechanical Systems, Academic Press, New York, 1963.
- [2] J. D. ROBSON: An Introduction to Random Vibration. Edinburgh University Press, 1963.
- [3] Vibration in Civil Engineering, Proceedings of a Symposium organised by the British National Section of the International Society for Earthquake Engineering. Butterworths, London, 1966.
- [4] A. G. DAVENPORT: The Nature of Disturbing Forces. Report on Theme I, International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures, RILEM, Mexico, September, 1966.
- [5] Advances in Geophysics, Volume 6. Proceedings of Symposium on Atmospheric Diffusion and Air Pollution, held at Oxford, August, 1958, Academic Press, New York, 1959.
- [6] Atmospheric Turbulence and Its Relation to Aircraft. Symposium held at the Royal Aircraft Establishment, Farnborough. November, 1961.
- [7] Wind Effects on Buildings and Structures. Proceedings of the Conference held at the National Physical Laboratory, June, 1963. Her Majesty's Stationery Office, London, 1965.
- [8] A. G. DAVENPORT: The Treatment of Wind Loading on Tall Buildings. Symposium on Tall Buildings, University of Southampton, April, 1966.
- [9] J. O. HINZE: Turbulence. An Introduction to Its Mechanism and Theory. McGraw-Hill Company, Inc., New York, 1959.
- [10] F. PASQUILL: The Statistics of Turbulence in the Lower Part of Atmosphere. Symposium on Atmospheric Turbulence and Its Relation to Aircraft, Farnborough, November, 1961.
- [11] A. G. DAVENPORT: The Relationship of Wind Structure to Wind Loading. Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, National Physical Laboratory, June, 1963.
- [12] M. JENSEN and N. FRANK: Model Scale Tests in Turbulent Wind. Danish Technical Press, Copenhagen, 1965.
- [13] J. H. LIENHARD: Synopsis of Lift, Drag and Vortex Frequency Data for Rigid Circular Cylinders. Bulletin 300, Washington State University, Washington, 1966.
- [14] C. SCRUTON: A Brief Review of Wind Effects on Buildings and Structures. Journal of the Royal Aeronautical Society, London, May, 1966.
- [15] C. S. DURST: Duration of Wind Loading on Buildings. Engineering, Vol. 188, No. 4884, November, 1959.
- [16] H. C. SHELLARD: The Estimation of Design Wind Speeds. Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures. National Physical Laboratory, June, 1963.
- [17] M. C. CASTANHETA: Sobre o Comportamento Dinâmico de Linhas Eléctricas de Alta Tensão Solicitadas Pelo Vento. Tese, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1966.
- [18] A. P. BIRJULIN, V. V. BOURGSDORF et V. Y. MAKHLIN: Les Charges de Vent sur les Lignes Aériennes. Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques à Haute Tension. Paris, Juin, 1960.
- [19] P. HAUTEFEUILLE et Y. PORCHERON: Recherches Expérimentales Directes sur le Comportement Mécanique de Lignes Aériennes. Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques à Haute Tension, Paris, Juin, 1964.

- [20] A. HIRAI and T. OKUBO: On the Design Criteria Against Wind Effects for Proposed Honshu-Shikoku Bridges. Symposium on Suspension Bridges, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, November, 1966.
- [21] A. G. DAVENPORT: The Action of Wind on Suspension Bridges. Symposium on Suspension Bridges. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, November, 1966.
- [22] C. W. NEWBERRY: The Measurement of Wind Pressures on Tall Buildings. Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, National Physical Laboratory, June, 1963.
- [23] Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering. California, June, 1956.
- [24] Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, July, 1960.
- [25] Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, January, 1965.
- [26] D. E. HUDSON: Ground Motion Measurements in Earthquake Engineering. Symposium on Earthquake Engineering. The University of British Columbia, Canada, September, 1965.
- [27] G. W. HOUSNER: Characteristics of Strong Motion Earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 37, No. 1, January, 1947.
- [28] L. E. GOODMAN, E. ROSENBLUETH and N. M. NEWMARK: Aseismic Design of Elastic Structures Founded on Firm Ground. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, November, 1953.
- [29] E. ROSENBLUETH: Some Applications of Probability Theory in Aseismic Design. World Conference on Earthquake Engineering, California, June, 1956.
- [30] TAJIMI: A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure During an Earthquake. Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, 1960.
- [31] K. KANAI: Semi-Empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground. Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo, June, 1957.
- [32] M. F. BARSTEIN: Application of Probability Methods for Design the Effect of Seismic Forces on Engineering Structures. Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Japan, 1960.
- [33] E. ROSENBLUETH: Probabilistic Design to Resist Earthquakes. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Engineering Mechanics Division, October, 1964.
- [34] G. N. BYCROFT: White Noise Representation of Earthquakes. A.S.C.E., Journal of the Engineering Mechanics Division, April, 1960.
- [35] A. RAVARA: Spectral Analysis of Seismic Actions. III World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, January, 1965.
- [36] P. C. JENNINGS: Response of Simple Yielding Structures to Earthquake Excitation. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, June, 1963.
- [37] A. ARIAS y L. PETIT LAURENT: Funciones de Autocorrelación y Densidades de Potencia de Acelerogramas de Movimientos Fuertes. Revista del IDIEM, Santiago de Chile, Noviembre, 1964.
- [38] A. ARIAS y L. PETIT LAURENT: Un Modelo Teórico para los Acelerogramas de Temblores Fuertes. Revista del IDIEM, Santiago de Chile, Mayo, 1965.
- [39] J. J. PEREIRA: Behaviour of an Elasto-Plastic Oscillator Acted by Random Noise Vibration. III World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, January, 1965.
- [40] J. L. BOGDANOFF, J. F. GOLDBERG and A. J. SCHIFF: The Effect of Ground Transmission Time on the Response of Long Structures. Bulletin of the Seismological Society of America, June, 1965.
- [41] SERAC Reports. Engineering Research Institute, University of Tokyo, Japan, 1962-1964.
- [42] D. E. HUDSON: Dynamic Tests of Buildings and Special Structures. Colloquium on Experimental Techniques in Shock and Vibration, American Society of Mechanical Engineers, New York, November, 1962.
- [43] J. F. BORGES, J. PEREIRA, A. RAVARA and J. PEDRO: Seismic Studies on Concrete Dam Models. Symposium on Concrete Dam Models, Lisbon, October, 1963.

- [44] J. F. BORGES: Dynamic Structural Studies on Models. Final Report, Seventh Congress, International Association for Bridge and Structural Engineering, Rio de Janeiro, August, 1964.
- [45] M. KAMADA, T. FUJINO, K. ITO, T. YAMAGUCHI and K. KUWANO: A Study on Static and Dynamic Characteristics of Suspension Bridges, Symposium on Suspension Bridges. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1966.
- [46] I. KONISHI, Y. YAMADA: Studies on the Behaviour of Suspension Bridge Tower and Pier Systems to Earthquake Ground Motions. Symposium on Suspension Bridges, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1966.
- [47] U. E. TABLIKOV: On the Use of Fatigue Test Equipment to Simulate Seismic Loads. International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures, Mexico City, September, 1966.
- [48] Earthquake Resistant Regulations. A World List, International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 1963.
- [49] J. A. BLUME, N. M. NEWMARK and L. M. CORNING: Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions. Portland Cement Association, Chicago, 1961.
- [50] Symposium on Loading of Highway Bridges. International Association for Bridge and Structural Engineering, Oporto, 1956.
- [51] D. D. BARKAN: Dynamics of Bases and Foundations. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1960.
- [52] A. MAJOR: Vibration Analysis and Design of Foundations for Machines and Turbines. Collet's Holdings Ltd., London, 1962.
- [53] D. E. HUDSON: Man Made Ground Motions. Shock and Vibration Handbook, edited by C. M. Harris and C. E. Crede. Vol. 3, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1961.
- [54] T. D. NORTHWOOD, R. CRAWFORD and A. T. EDWARDS: Blasting Vibrations and Building Damage. The Engineer, Vol. 215, No. 5601, May 31, 1963.
- [55] G. E. FRANTTI: Energy Spectra for Underground Explosions and Earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 5, October, 1963.
- [56] N. M. NEWMARK and R. J. HANSEN: Design of Blast Resistant Structures. Shock and Vibration Handbook, edited by C. M. Harris and C. E. Crede. Vol. 3, No. 49, McGraw-Hill Company, Inc., New York, 1961.

VI

Sollicitations dynamiques

Sollicitations dynamiques (particulièrement dues au vent et aux séismes)

J. FERRY BORGES

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon

1. Introduction

Dans le domaine de la construction, le progrès dépend d'une meilleure connaissance tant des charges appliquées que du comportement de l'ouvrage sous l'action de ces charges. D'une manière générale, on peut dire que la connaissance que l'on a actuellement des charges dynamiques n'est pas très grande. On comprend alors facilement l'intérêt qui s'attache, non seulement, à la collecte d'informations propres à permettre une meilleure définition de ces charges, mais aussi à l'élaboration de méthodes de calcul qui leur soient optimalement appropriées.

En ce qui concerne la distinction des charges statiques et des charges dynamiques, il se présente une première difficulté qui tient à ce qu'on ne peut pas opérer cette distinction en considérant exclusivement les charges elles-mêmes mais qu'il faut prendre en compte le type de l'ouvrage sur lequel les charges s'exercent. Pratiquement, on considérera qu'une charge est dynamique si sa variabilité dans le temps est telle que, dans l'étude du comportement de l'ouvrage, il n'est pas possible de négliger les effets de l'inertie des masses de l'ouvrage.

Seconde difficulté pour définir les charges dynamiques: il y a parfois influence réciproque entre le comportement de l'ouvrage et les charges elles-mêmes. En considérant les charges dynamiques comme représentant un système de forces qui varient dans le temps, on constate que ces forces se trouvent souvent directement influencées par le comportement de l'ouvrage. Le cas se présente, par exemple, à propos de l'action du vent due à des effets aéroélasti-

ques et, dans le cas de séismes, du fait de l'interaction entre l'ouvrage et le sol. Dans le présent rapport, on se propose de définir les charges de telle façon qu'il soit possible d'étudier ces interactions en considérant le comportement global du système.

Pour limiter l'étendue de ce rapport, on concentrera l'attention sur les charges qui s'exercent sur les ouvrages ressortissant au génie civil tels qu'immeubles, ponts et tours.

Les charges prises en considération seront celles dues au vent, aux séismes, à la circulation, aux équipements mécaniques et aux explosions. Les deux premières sont en général plus importantes et elles seront étudiées de façon plus détaillée.

Pour chacun de ces types, les principaux problèmes à envisager sont les suivants: 1. la mesure des charges qui s'exercent, 2. leur représentation analytique expérimentale. L'étude des méthodes les mieux appropriées au traitement de ces problèmes est d'une importance capitale, et l'on espère, ainsi qu'il a déjà été dit, qu'au cours du Congrès la discussion portera sur la méthodologie et ne se limitera pas à la présentation de résultats d'observations.

Eu égard au choix de la méthode, deux types fondamentaux de représentation entrent en ligne de compte: le type déterministe et le type stochastique. La représentation déterministe implique une parfaite connaissance de la variation des charges dans le temps. La représentation stochastique exige seulement la connaissance des distributions statistiques de ces variations.

Les vibrations engendrées par des machines ou les pressions provoquées par des explosions peuvent être prises comme exemples de charges se prêtant à une étude déterministe. Mais, en général, seuls des modèles stochastiques permettent de représenter convenablement les pressions du vent et les vibrations sismiques.

Pour approfondir notre connaissance des charges, il est indispensable d'effectuer des mesures dans la nature selon un plan systématique. Du fait du caractère dynamique des charges, ces mesures sont particulièrement difficiles. Les difficultés sont essentiellement de deux sortes. La première difficulté tient au fait que, bien souvent, il est difficile, voire même impossible, de mesurer directement les forces en jeu et que l'on est obligé de mesurer d'autres grandeurs à partir desquelles l'on déduira les forces. Il en est par exemple ainsi du vent, pour lequel c'est la vitesse et non la pression qui doit faire l'objet des mesures; et un nouveau problème se pose donc: celui de la transformation des vitesses en pressions.

La seconde difficulté tient à la réponse de l'appareil de mesure en fonction des fréquences intéressées. En réalité, les appareils de mesure se comportent généralement comme des filtres passe-bas («low-pass filters»), ont souvent une réponse variable en fonction de la fréquence («non-flat frequency») et même, parfois, ne sont pas linéaires («non-linear»), ce qui revient à dire que la réponse est fonction de l'intensité moyenne de la charge. Pour interpréter correctement

les résultats, les appareils de mesure doivent être considérés comme des systèmes de transfert et il faut étudier avec soin les caractéristiques de leur réponse.

Ce sont des difficultés de cette sorte qui, par exemple, se présentent quand on utilise des anémomètres. Pour interpréter les résultats recueillis, il faut dûment prendre en compte les caractéristiques dynamiques de l'appareil.

Une fois qu'on a bien compris la nature des charges, il faut voir quelles représentations on leur donnera dans les études théoriques et les essais. Les représentations en question doivent avoir un caractère aussi fondamental que possible afin que leur application puisse être générale. Quant à la représentation analytique des charges elle doit être adaptée aux théories générales qu'on veut appliquer pour l'étude du comportement de l'ouvrage. En particulier, dans les modèles stochastiques, il faut respecter les principes fondamentaux de la théorie des vibrations aléatoires [1, 2].

Il importe aussi que les représentations analytiques soient aussi simples que possible. Il faut déterminer les effets dus aux simplifications introduites et définir leur domaine d'application.

Quand il s'agit de charges permanentes, la définition de la durée est sans importance. En présence de charges non permanentes, il convient de les diviser en des intervalles de durée donnée. C'est ainsi que les accélérations sismiques et les vitesses du vent seront représentées par des séries chronologiques ayant chacune une durée donnée. Une autre simplification couramment faite consiste à supposer que la distribution statistique dont découle la série chronologique ne change pas avec le temps pendant la période considérée, ce qui revient à admettre que les phénomènes sont stationnaires.

La représentation donnée aux charges dynamiques dans les essais doit elle aussi satisfaire à certaines conditions générales. Ce sont des charges représentatives des charges réelles qu'on applique aux modèles, et c'est à la lumière de certaines lois de correspondance que le comportement de ces modèles doit être interprété. Le cadre dans lequel cette correspondance existe impose des conditions à la représentation des charges. Quand on interprète les résultats, il y a lieu de prendre dûment en considération les limites entre lesquelles les essais sont valables.

C'est ainsi, par exemple, qu'en général les essais en soufflerie ne tiennent pas compte des gradients du vent et ne respectent pas la loi de correspondance pour le régime turbulent. Dans les essais dynamiques exécutés pour étudier les problèmes de nature sismique, on a souvent recours à des vibrations qui sont loin de représenter les mouvements sismiques.

Pour qu'il soit possible de comparer les résultats théoriques et expérimentaux, il convient que les représentations analytiques et expérimentales des charges concordent.

Finalement, on parlera de la prévision des charges. En général, cette prévision doit être faite sur des bases statistiques. On pourra alors seulement appliquer les principes probabilistes de la sécurité.

Il faut bien comprendre que cette prévision statistique n'a rien à voir avec le modèle (déterministe ou stochastique) adopté pour représenter les variations des charges dans le temps.

Les problèmes généraux relatifs aux charges dynamiques s'exerçant sur les constructions ont été tout récemment étudiés dans plusieurs symposiums, parmi lesquels le «Symposium de la RILEM sur la Mesure des Effets Dynamiques et des Vibrations dans les Constructions» qui s'est tenu à Budapest en 1963, le «Symposium sur les Vibrations dans le Génie Civil» organisé à Londres en 1965 [3] et le «Symposium de la RILEM sur les Effets des Répétitions de Charges sur les Matériaux et les Constructions» qui a eu lieu à Mexico en 1966. Les problèmes particuliers se rapportant aux actions du vent et aux charges sismiques ont été traités dans des réunions spéciales que l'on indiquera plus loin. Dans la communication qu'il a présentée au symposium de Mexico [4], DAVENPORT procède à une analyse générale très intéressante et compare les actions du vent et les charges sismiques.

2. Action du vent

2.1. Nature du vent

La bonne compréhension des phénomènes se rapportant au vent présuppose la connaissance générale des causes du vent.

Comme on le sait, la vitesse du vent augmente avec la hauteur au-dessus du sol pour atteindre une valeur limite à environ 300 à 600 m, valeur qui est principalement régie par les gradients de pression (directement liés aux effets thermiques) et les accélérations géostrophiques. Cette vitesse peut être rapportée, sous une forme analytique, aux causes en question.

La vitesse du vent varie rapidement avec le temps et d'un point à un autre. Cette variation étant aléatoire, le régime est donc turbulent.

Dans l'étude de l'action du vent, il est commode de prendre des intervalles de temps de durée donnée (par exemple de 10 minutes ou de 1 heure) pour calculer la vitesse moyenne du vent dans ces intervalles. La composante de la vitesse traduisant les variations rapides correspond alors à la turbulence.

C'est principalement à propos de la pollution de l'atmosphère [5] et dans le domaine de l'aéronautique [6] que, récemment, la structure du vent a fait l'objet de recherches tenant un juste compte de la turbulence. On dispose maintenant de nombreux renseignements de cette origine, mais seulement une faible partie peut être mise à profit pour étudier l'action du vent sur les constructions. En dépit de cette restriction, il faut reconnaître que les méthodes mises en œuvre dans l'exécution de ces recherches sont celles qui conviennent. Les recherches modernes ayant pour objet l'action du vent sur les constructions procèdent des mêmes principes [7, 8].

2.2. *La mesure du vent*

On peut considérer que la mesure de la vitesse du vent se divise en deux problèmes différents. Le premier a trait à la mesure de la composante basse fréquence qui correspond à la vitesse moyenne; le second concerne la composante haute fréquence due à la turbulence.

Dans le monde entier les services météorologiques ont été chargées de mesurer les vitesses moyennes du vent, et l'on dispose donc d'une vaste information à cet égard. En revanche, ce n'est que dans le cadre de recherches particulières qu'on a effectué des mesures de la turbulence.

Les services météorologiques donnent aussi les vitesses maxima, mais celles-ci sont difficiles à interpréter et, pour le moment, ne sont pas d'un emploi sûr dans le calcul des constructions.

Les différents types d'anémomètres pour la mesure des vitesses du vent peuvent être classés en fonction de leur gamme de fréquences.

Parmi les types basse fréquence, il y a: les tubes statiques de Pitot, les anémomètres à hélice et à ailettes. Ces appareils ont en général des fréquences de coupure d'environ 0,1 Hz.

Dans la gamme des fréquences moyennes, on trouve les anémomètres à membrane ou à masse vibrante avec des fréquences de coupure de l'ordre de 20 Hz.

Enfin, entrent dans la catégorie des hautes fréquences les anémomètres thermiques et les anémomètres électriques à décharge qui réagissent jusqu'à des fréquences de 1000 Hz environ.

A la Fig.1 on voit un enregistrement caractéristique obtenu avec un anémomètre du type tube de Pitot.

Pour interpréter les enregistrements fournis par ces différents types d'anémomètres, il est nécessaire non seulement de les étalonner statiquement en soufflerie mais aussi de déterminer leur fonction de transfert. De plus, étant donné que bien souvent leur comportement n'est pas parfaitement linéaire, il faut déterminer les fonctions de transfert pour différentes valeurs de la composante statique.

Les mesures en régime turbulent, et notamment la mesure de la turbulence elle-même, s'accompagnent de grandes difficultés [9]. Ces difficultés se trouvent très sensiblement réduites si seules les vitesses moyennes du vent entrent en ligne de compte. Pour les raisons dites, seules les valeurs moyennes de la vitesse du vent représentent un ensemble de données valables permettant de déduire les vitesses maxima. Les relations entre vitesses moyennes et maxima doivent être basées sur la connaissance réelle que l'on a de la structure du vent. Il est hautement souhaitable que les mesures, correctement prises, s'étalent dans la gamme des hautes fréquences. Les données ainsi recueillies permettront alors non seulement de mieux comprendre la turbulence mais aussi d'estimer directement les vitesses maxima.

2.3. La représentation du vent

2.3.1. La vitesse moyenne du vent

Dans l'étude des efforts que le vent exerce sur un ouvrage, il suffit de s'intéresser à un volume limité entourant l'ouvrage. Et, comme on l'a déjà dit, seul un intervalle de temps donné doit être considéré, par exemple 10 minutes ou 1 heure.

Généralement, il sera raisonnable d'admettre que, dans le domaine envisagé, la vitesse moyenne se représente par une composante horizontale variant seulement en fonction de la hauteur. Pour définir le champ des vitesses moyennes du vent, il est alors nécessaire de déterminer la loi de variation de la vitesse moyenne avec la hauteur.

Dans la gamme de hauteurs qui intéresse le génie civil, et pour des vents de vitesse élevée (c'est-à-dire ceux qui présentent de l'intérêt dans l'étude de structures), on peut exprimer la vitesse moyenne au niveau z , $\bar{U}_z$, au moyen d'une loi de la forme suivante:

$$\bar{U}_z = \left(\frac{z}{z_g} \right)^{1/\alpha} \bar{U}_g \quad (1)$$

où $\bar{U}_g$ est la vitesse atteinte au niveau z_g . Les valeurs de z_g et de $1/\alpha$ dépendent de la rugosité du terrain.

Comme c'est à une hauteur d'environ 10 m au-dessus du sol qu'en général l'on mesure la vitesse du vent, il est commode de prendre comme valeur de référence la vitesse à cette hauteur, $\bar{U}_{10}$, et non pas la vitesse $\bar{U}_g$.

A la Fig. 2 sont représentés des profils de la vitesse moyenne du vent, selon DAVENPORT [8], relatifs à trois types de rugosité.

A chaque emplacement correspond une distribution statistique de $\bar{U}_{10}$, qui définit la probabilité associée au dépassement de cette vitesse au cours d'un intervalle de temps donné.

2.3.2. La turbulence du vent

Du fait de la turbulence il est nécessaire d'ajouter à la vitesse moyenne une vitesse variable définie par ses composantes u , v , w (composantes longitudinale, transversale et verticale).

Ces composantes sont censées avoir une variation aléatoire dans l'espace et le temps. On est obligé de recourir à des hypothèses simplificatrices pour donner une définition statistique de ces variations.

Une première hypothèse raisonnable consiste à poser que la turbulence est stationnaire pendant l'intervalle de temps considéré. On peut alors représenter statistiquement la variation de la vitesse en un point en considérant la variation des densités spectrales des vitesses en fonction de la fréquence ou bien en prenant les transformées de Fourier de ces densités spectrales, les fonctions d'auto-corrélation. En postulant l'homogénéité aux différents niveaux, les densités

spectrales de la vitesse peuvent alors varier en fonction de la vitesse moyenne du vent et de la hauteur au-dessus du sol.

Les densités spectrales dans le temps ne permettent pas à elles seules de définir complètement la turbulence. Il est également nécessaire de faire entrer en ligne de compte la variation statistique dans l'espace, représentée par les densités spectrales spatiales ou les corrélations spatiales.

Dans le domaine de l'aéronautique, la turbulence de la composante verticale revêt une grande importance [6]. Il n'en est généralement pas de même en ce qui concerne les effets exercés par le vent sur les constructions. A cet égard, c'est la composante longitudinale qui est d'un intérêt particulier.

A la Fig. 3 on voit la densité spectrale de la composante longitudinale de la vitesse du vent, telle qu'indiquée par DAVENPORT [8]; elle représente la valeur moyenne des mesures effectuées à des hauteurs allant de 8 à 150 m. Comme on a pris les moyennes, cela revient à considérer que la turbulence ne varie pas avec la hauteur dans l'intervalle en question.

Pour représenter par une courbe unique les spectres déterminés dans différentes conditions, Davenport divise la densité spectrale $S(f)$ par un coefficient K , qui est un coefficient dépendant de la rugosité, et par $\bar{U}_{10}^2$, qui est le carré de la vitesse moyenne au niveau de référence. Ce ne sont pas directement les fréquences qui sont portées en abscisse, dans une échelle logarithmique, mais les nombres d'ondes ou les longueurs d'onde. Le nombre d'ondes, exprimé en cycles par mètre, permet d'obtenir la fréquence (Hz) en le multipliant par la vitesse moyenne (m/s). La longueur d'onde s'obtient en divisant la vitesse moyenne par la fréquence.

L'hypothèse de Taylor consiste à tenir pour valable la transformation $x = \bar{U}t$, autrement dit il établit une équivalence entre les variations dans l'espace (x) et les variations dans le temps (t). En suivant cette hypothèse, la densité spectrale présentée par rapport au temps peut aussi être considérée comme une densité spectrale dans la direction longitudinale.

Etant donné que les abscisses s'expriment dans une échelle logarithmique, il est expédient de multiplier les ordonnées par la fréquence f afin que l'intégrale de la densité spectrale représente le carré moyen des fluctuations de la vitesse.

Avec des longueurs d'onde inférieures à 500 m, le spectre proposé s'adapte à la loi de KOLMOGOROV [10]. Cette loi lie la densité spectrale $S(\lambda)$ au nombre d'ondes λ par une relation de la forme $S(\lambda) = \beta \lambda^{-5/3}$.

Pour obtenir des indications quantitatives pouvant être directement utilisées dans le dimensionnement des structures, le spectre de la Fig. 3 a été tracé, à la Fig. 4, pour une vitesse moyenne du vent égale à 20 m/s.

Cette figure montre que la densité spectrale réduite $fS(f)/\sigma^2$ passe par un maximum entre 1 et 2 cycles par minute. Quand la fréquence augmente, la densité spectrale diminue rapidement et, aux fins des applications pratiques, peut être considérée comme nulle au-dessus de 1 ou 2 Hz.

L'intensité relative de la turbulence qui correspond aux spectres des figures 3 et 4 est donnée par $\sigma/\bar{U}_{10} = \sqrt{6K}$. Pour $K = 0,005$, on obtient une valeur de 0,17 qui concorde avec les intensités courantes de la turbulence, situées entre 10 et 20%, qu'indique PASQUILL [10].

Le seul moyen pour définir la variation de la composante longitudinale de la vitesse du vent dans les directions transversales est de faire intervenir ou bien la corrélation dans ces directions ou bien les densités spectrales transversales $S(\Delta l, f)$ relatives à des points situés à des distances différentes Δl .

DAVENPORT [11] lie les densités spectrales transversales à la densité spectrale dans le temps $S(f)$ en introduisant le coefficient:

$$R(\Delta l, f) = \frac{S(\Delta l, f)}{S(f)} = e^{-\frac{cf\Delta l}{\bar{U}_{10}}}$$

où c est une constante. $\bar{U}_{10}/cf$ a la dimension d'une longueur et peut être interprété comme une échelle de corrélation.

La distance à laquelle les vitesses du vent se trouvent corrélées est par conséquent inversement proportionnelle à la fréquence et au coefficient c . Au tableau I on donne, pour des conditions atmosphériques stables (celles qui nous intéressent dans le cas présent), l'ordre de grandeur de la valeur de c relatif à différentes directions et différentes composantes de la turbulence [11].

Tableau I

Direction de Δl	Composante de la turbulence	c
longitudinale	longitudinale	8
	transversale	6
transversale	longitudinale	40
	transversale	25
verticale	longitudinale	7
	transversale	7

Le fait que les échelles de corrélation sont plus petites dans la direction transversale que dans la direction longitudinale montre que, avec des vents forts, les tourbillons sont allongés.

2.4. Effets du vent

Il ne suffit pas de connaître les vitesses du vent pour en déterminer les effets. Il est nécessaire de parvenir à transformer les vitesses en pressions. Si l'on tient effectivement compte du caractère dynamique des phénomènes impliqués, il apparaît qu'aucune solution satisfaisante n'a encore été donnée à ce problème.

Si l'on suppose un écoulement uniforme, une abondante information permet de transformer la vitesse du vent en pressions locales ou totales. Cette information est recueillie dans les codes qui la présentent sous la forme de coefficients de pression.

JENSEN [12] a montré que si on substitue un écoulement uniforme par un profil à couche limite, comme indiqué à la Fig. 2, il en résulte d'importantes variations des coefficients de pression.

Mais si l'on prend en considération le caractère tourbillonnaire du vent, le problème devient beaucoup plus compliqué. A la turbulence propre au vent il faut en fait ajouter celle engendrée par l'ouvrage.

La turbulence créée par l'ouvrage résulte principalement de la génération de tourbillons et elle peut aussi bien dépendre que ne pas dépendre de la déformabilité de l'ouvrage.

Le premier type de phénomènes correspond aux tourbillons de von Kármán. La fréquence f de la formation du tourbillon est liée à la vitesse moyenne du vent $\bar{U}$ par le nombre de Strouhal $S = fD/\bar{U}$ où D représente une longueur type. Comme il existe une fréquence dominante f , il ne s'agit pas d'une véritable turbulence; on l'appelle souvent une pseudo-turbulence. LIENHARD [13] a fait le point du problème de la formation des tourbillons dans le cas des cylindres circulaires rigides.

L'excitation des vibrations dues à la déformation de l'ouvrage est un phénomène encore plus complexe. Voici un cas très simple qui permettra de comprendre facilement le mécanisme des vibrations.

Soient un vent horizontal et une construction vibrant dans la direction verticale. Les vibrations de l'ouvrage correspondent à une composante transversale de la vitesse. Combiner cette composante transversale à la composante longitudinale revient à considérer une incidence oblique. Si le corps a un profil tel que, pour cette obliquité de l'incidence, la portance est négative, cette force de portance tend à accroître la vibration du système et peut être identifiée à un amortissement négatif. Si ce dernier a une valeur absolue supérieure à celle de l'amortissement positif de l'ouvrage, il va en résulter des vibrations auto-excitées d'amplitude croissante.

Dans le cas de systèmes à plusieurs degrés de liberté, on peut associer les phénomènes d'instabilité aérodynamique au couplage de différents modes donnant lieu à des phénomènes de battement.

Enfin, il peut aussi se faire que la turbulence engendrée par un ouvrage affecte d'autres constructions voisines.

SCRUTON [14] passe en revue les différents aspects des vibrations des constructions dues aux effets du vent. Les phénomènes mis en jeu sont d'une telle complexité qu'on peut dire qu'il n'est pas encore possible d'obtenir des solutions analytiques de caractère général. Les essais sur modèles exécutés en soufflerie donnent des résultats très utiles.

2.5. Essais sur modèles

Quand on construit un tunnel de soufflerie, on cherche généralement à réduire la turbulence dans toute la mesure du possible. Les tunnels répondant à ces conditions sont bien adaptés à la détermination des coefficients de pression, mais il est bien évident qu'ils ne se prêtent pas à l'étude de l'influence exercée par la turbulence des vents naturels.

On a récemment [8] réalisé plusieurs tunnels destinés à permettre de reproduire la variation de la vitesse du vent avec la hauteur. On obtient cet effet en augmentant les accidents du plancher par rapport à ceux des autres parois. On peut voir à la Fig. 5 la soufflerie à couche limite de l'Université of Western Ontario.

Il serait souhaitable qu'à l'avenir on fût en mesure de régler la turbulence régnant dans les souffleries, afin de pouvoir exécuter des essais dynamiques avec une turbulence à l'échelle.

2.6. Données de base pour le calcul

Parmi les données de base du calcul, il est nécessaire de déterminer les vitesses maxima du vent auxquelles s'appliquent les coefficients de pression. Les vitesses maxima qu'on fait actuellement intervenir ne procèdent généralement pas d'une étude statistique.

Il est important d'être en mesure de lier les vitesses maxima et les vitesses moyennes. Plusieurs auteurs se sont penchés sur ce problème [15, 16]. Adoptant le spectre des vitesses indiqué par DAVENPORT [8], CASTANHETA [17] a calculé la distribution statistique du rapport des vitesses maxima U_f aux vitesses moyennes enregistrées pendant des intervalles de temps t_0 de 10 minutes ou 1 heure. Les vitesses maxima U_f sont celles qui seraient enregistrées par des filtres idéaux ayant des fréquences de coupure $f = 0,2; 0,5; 1,0$ et $2,0$ Hz.

Le tableau II donne les valeurs obtenues pour le rapport des vitesses maxima moyennes aux vitesses moyennes. Ces valeurs se rapportent à une hauteur de 10 m au-dessus du sol.

Il est intéressant de remarquer que la variation des coefficients due à celle des fréquences de coupure est quasiment indépendante de la valeur du coefficient de rugosité comme de la durée de l'intervalle considéré.

Tableau II

Fréquence de coupure f (Hz)	$t_0 = 10$ minutes			$t_0 = 1$ heure		
	Coefficient de rugosité $K^1)$			Coefficient de rugosité $K^1)$		
	$K=0,005$	$K=0,010$	$K=0,015$	$K=0,005$	$K=0,010$	$K=0,015$
0,2	1,44	1,63	1,77	1,54	1,75	1,92
0,5	1,50	1,71	1,87	1,58	1,83	2,02
1,0	1,53	1,75	1,92	1,63	1,88	2,07
2,0	1,56	1,79	1,97	1,66	1,92	2,13

¹⁾ Conformément à la définition de DAVENPORT [8]. La valeur $K = 0,005$ correspond à un terrain plat et $K = 0,015$ à un relief accidenté, semblable à celui qui se présente au centre d'une ville.

En prenant comme terme de référence la fréquence de 2 Hz, on obtient respectivement une réduction de 2, 4 et 9% de la valeur du rapport des vitesses maxima aux vitesses moyennes pour les fréquences de coupure de 1,0; 0,5 et 0,2 Hz.

En identifiant le comportement d'un ouvrage à celui d'un filtre de fréquence de coupure donnée, les réductions indiquées pourraient être appliquées aux vitesses maxima dont on se sert pour le calcul. Etant donné que les pressions sont proportionnelles au carré des vitesses, les réductions de la pression seraient deux fois celles indiquées.

Dans le cas d'ouvrages ayant une longue façade, on peut faire intervenir une nouvelle réduction en considérant la corrélation transversale des vitesses du vent. Jusqu'à présent, c'est sur une base expérimentale que ces réductions ont été déterminées [18, 19]. Les renseignements dont on dispose maintenant en matière de turbulence du vent sont déjà suffisants pour permettre d'estimer ces réductions [17, 20].

De ce qui vient d'être dit ci-dessus, il ressort qu'il n'est légitime de prendre en compte des réductions de la charge du vent dues à la turbulence qu'à propos d'ouvrages de très faible fréquence, tels que les ponts suspendus de longue portée, les lignes aériennes de transport d'électricité et les bâtiments de grande hauteur (Fig.4). Les ouvrages de cette catégorie présentent des fréquences propres d'environ 0,1 Hz ou même inférieures. Il n'en est pas de même des bâtiments ordinaires (ne dépassant pas 10 étages) qui ont en général des fréquences supérieures à 1 Hz. Avec les constructions de cette sorte, on peut considérer le vent comme étant une charge statique.

D'un autre côté, quand il s'agit d'ouvrages hautement déformables, tels que les ponts suspendus, les phénomènes aéroélastiques peuvent être de toute première importance [21].

Pour approfondir nos connaissances en matière de l'action du vent, il apparaît indispensable de procéder à des observations sur le comportement réel des constructions [22]. Les études de cette sorte confirmeront les hypothèses émises et désigneront les directions de recherche les plus prometteuses.

3. Charges sismiques

3.1. *Nature des séismes*

Il est admis d'une manière générale que ce sont des ruptures locales de l'écorce terrestre qui produisent les tremblements de terre. Les vibrations sismiques peuvent être ressenties à de très grandes distances de l'épicentre mais, la plupart du temps, seules les constructions proches de l'épicentre s'en trouvent affectées. A l'intérieur de la zone de destruction, les mouvements du sol ont un caractère irrégulier, ainsi qu'en témoignent les enregistrements dont on dispose (Fig. 6).

Les explosions provoquées par l'Homme peuvent elles aussi être la cause de vibrations du sol qui, à certains égards, peuvent être comparées avec les mouvements d'origine sismique.

Sous l'action des vibrations sismiques, des masses d'eau entrent en mouvement et peuvent, en mer, donner naissance à de grosses vagues (tsunami) ainsi qu'engendrer des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur des ouvrages immergés ou en contact avec l'eau.

Au cours de ces dernières années, de nombreux efforts ont été consacrés à l'étude des causes des séismes, à l'effet de définir la sismicité des différentes régions du globe, d'étudier les méthodes les mieux appropriées à la mesure et à la représentation des mouvements sismiques et d'analyser le comportement des constructions sous l'action des charges sismiques. Parmi l'abondante littérature qui traite de ces sujets, les procès-verbaux de la Conférence mondiale de l'«International Association on Earthquake Engineering» revêtent une importance toute particulière [23, 24, 25]. Il convient également de souligner les efforts récemment mis en œuvre par l'UNESCO en vue de coordonner et de promouvoir les recherches en ce domaine.

3.2. *La mesure des séismes*

S'il y a de nombreuses années que l'on enregistre les mouvements du sol de faible amplitude provoqués par des tremblements de terre lointains, ce n'est que récemment qu'a été mis au point l'appareillage approprié à l'enregistrement des mouvements de forte amplitude [26].

Les appareils que l'on utilise maintenant enregistrent les trois composantes de l'accélération du sol, et le processus d'enregistrement démarre automatiquement dès que la composante verticale ou l'une des composantes horizontales excède environ 0,01 g.

Grâce aux caractéristiques dynamiques de ces appareils et à la vitesse à laquelle les enregistrements se font, il est possible de pousser plus loin l'analyse des vibrations sismiques. Le nombre aussi des accélérographes pour mouvements de forte amplitude augmente rapidement. Mais les régions sismiques les plus importantes ne sont cependant pas encore équipées de façon satisfaisante.

3.3. La représentation des tremblements de terre

On doit à HOUSNER [27] une très importante contribution à la représentation des mouvements du sol d'origine sismique; il a assimilé ces mouvements à une série d'impulsions aléatoires et les a représentés par des spectres de déplacements, de vitesses et d'accélération. Selon la définition de Housner, le spectre d'une grandeur donnée, prenons la vitesse par exemple, indique les vitesses maxima qui seront imparties à des oscillateurs simples de différentes fréquences propres et ayant un amortissement différent lorsqu'ils seront soumis aux mouvements considérés. Housner a calculé les spectres relatifs à plusieurs accélérogrammes de forte amplitude et a proposé de représenter les mouvements sismiques par les spectres qui sont donnés à la Fig. 7.

Une autre façon de décrire le caractère aléatoire de l'accélération du sol consiste à définir la densité spectrale de l'accélération. Pour ce faire, on a recours aux grandeurs fondamentales de la théorie des vibrations aléatoires dont on s'est également servi à propos de la représentation de la turbulence du vent.

La représentation adoptée par HOUSNER et d'autres [28, 29] correspond à une vibration à densité spectrale d'accélération constante (bruit blanc). TAJIMI [30], à partir des travaux préliminaires de KANAI [31], et BARSTEIN [32] ont suggéré l'idée de faire varier la densité spectrale en fonction de la fréquence. Dans une étude traitant de la conception probabiliste du calcul des ouvrages résistants aux tremblements de terre, ROSENBLUETH [33] passe en revue les différentes représentations théoriques des charges sismiques.

BYCROFT [34] a montré que les spectres de vitesses présentés par Housner étaient équivalents à une vibration à densité spectrale constante à l'intérieur de la gamme 0,2–5 Hz, chaque échantillon ayant une durée de 30 s. Il donne la densité spectrale de $695 \text{ cm}^2 \text{ s}^{-4}/\text{Hz}$ comme équivalente à l'enregistrement nord-sud du tremblement de terre d'El Centro de 1940.

Tout dernièrement, RAVARA [35], JENNINGS [36] et ARIAS et PETIT LAURENT [37] ont utilisé des calculateurs digitaux pour déterminer directement à partir d'enregistrements sismologiques disponibles les densités spectrales correspondantes.

Bien que les spectres présentent d'importantes fluctuations, il est possible d'en déduire une loi de variation moyenne des densités spectrales en fonction de la fréquence (Fig. 8). Différents auteurs [30, 36, 38, 39] ont proposé des expressions analytiques rendant compte de cette variation. On doit s'attendre à ce que la variation de la densité spectrale dépende de la géométrie et des propriétés mécaniques du sol. Malheureusement, l'information actuellement disponible ne permet pas encore de déterminer quantitativement cette influence ni celle due à la distance de l'épicentre.

Il faut souligner que la différence n'est pas aussi grande qu'on pourrait croire entre la représentation au moyen d'un bruit blanc de gamme de fréquences limitée et la fonction spectrale correspondant à un oscillateur linéaire. En fait, les systèmes mécaniques se comportent toujours comme des filtres qui bloquent les fréquences au-dessus d'une certaine limite, et ce tout aussi bien si la vibration sismique a une densité spectrale nulle ou non nulle au-dessus de cette limite. PEREIRA [39] a comparé les réponses fournies par les oscillateurs linéaires pour 3 types de fonctions spectrales (Fig. 8), et les résultats qu'il a obtenus, qui sont indiqués à la Fig. 9, confirment la conclusion avancée ci-dessus.

Pour avoir une image complète des mouvements du sol, il serait nécessaire de déterminer en chaque point non seulement la variation de l'accélération avec le temps mais aussi les corrélations, décalées dans différentes directions. Aucun élément ne permet actuellement d'obtenir ces données. Il n'en reste pas moins que les corrélations dans le temps calculées par BARSTEIN [32] et ARIAS et PETIT LAURENT [37] fournissent des renseignements utiles sur les dimensions des zones dans lesquelles on peut considérer que les vibrations du sol sont approximativement uniformes. Pratiquement, l'intervalle de temps pour lequel la corrélation tombe est de l'ordre de 0,1 s; ainsi, compte tenu des vitesses de propagation des ondes sismiques, les points situés à une distance d'environ 100 m ont des mouvements semblables au même instant. Il n'est plus ainsi avec des points distants de plus de 500 m.

BOGDANOFF, GOLDBERG et SCHIFF [40] ont proposé de représenter les tremblements de terre selon un modèle qui permet d'étudier le caractère non uniforme des vibrations en différents points. Leur méthode consiste à considérer des paquets d'ondes oscillatoires amorties avec vitesses de propagation, phases, temps d'arrivée, fréquences et amplitudes aléatoires. Ce modèle est utilisé dans l'étude des vibrations longitudinales des ponts suspendus.

3.4. Le comportement des constructions

Les méthodes analytiques qui se trouvent maintenant à notre disposition permettent d'étudier le comportement des constructions dans le cadre d'hypothèses très générales. Les modèles discrets à répartition discontinue des masses, exprimés sous forme matricielle, constituent un outil très efficace pour le calcul

dynamique des structures et s'adaptent particulièrement bien à l'emploi de calculateurs digitaux.

L'idéalisation des tremblements de terre qui a été décrite ci-dessus constitue une base nécessaire pour exécuter ce calcul dynamique.

En ce qui concerne la représentation des tremblements de terre, il ne faut pas oublier que, du fait des interactions entre le sol et les fondations, les vibrations qui s'appliquent réellement aux ouvrages peuvent très sensiblement différer de celles qu'on considère. La seule façon de traiter ce problème consiste à étudier de la manière voulue le comportement de l'ensemble du système ouvrage-sol et à poser qu'à une distance suffisante de l'ouvrage les vibrations du sol concordent avec les représentations qui en sont faites.

3.5. Essais sur modèles

Bien que l'emploi des calculateurs digitaux confère maintenant une puissance largement accrue aux méthodes analytiques, il reste encore maints problèmes non résolubles par ces méthodes, et pour qui les essais sur modèles sont indiqués. Tant les modèles mécaniques que les analogies électriques peuvent être considérés comme constituant des modèles concrets, bien que les analogies électriques soient en général plus proches des modèles analytiques.

On a utilisé avec un grand succès les calculateurs analogiques dans l'étude des problèmes dynamiques relatifs aux effets des séismes [41]. Les vibrations aléatoires sont commodément étudiées de cette façon. En fait, les générateurs de bruits blanc constituent un équipement classique que l'on peut mettre en œuvre pour alimenter les calculateurs analogiques.

Dans les essais, dynamiques, différentes techniques peuvent être appliquées pour reproduire les vibrations du sol [42]. Il y a de nombreuses années qu'on utilise les tables à vibrations sinusoïdales asservies en fréquence et en amplitude. Dans d'autres cas, on engendre les vibrations par des chocs qui provoquent des vibrations sinusoïdales amorties dont la fréquence dépend du système de ressorts fixé à la table.

Au Laboratório Nacional de Engenharia Civil, on a, depuis 1960, exécuté des essais sur modèles en recourant principalement à des vibrations aléatoires [43, 44]. L'installation d'essais est représentée à la Fig. 10. Les charges appliquées au modèle représentent les vibrations du sol à une échelle convenable, et la durée ainsi que le spectre (sous la forme, généralement, d'un bruit blanc d'étendue limitée) y sont reproduits. En exécutant plusieurs essais, il est possible de déterminer les valeurs maxima moyennes de la réponse. En augmentant progressivement la densité spectrale, on peut étudier le comportement dans le domaine non linéaire et même jusqu'à la rupture. De même au Japon [45, 46], on a ces temps-ci exécuté des essais sur modèles comportant des vibrations à spectre constant.

Les dispositifs vibrants utilisés dans ces recherches sont du type électromagnétique et, partant, ne conviennent que pour des fréquences supérieures à 20 Hz. On produit maintenant dans certains pays des systèmes à vérins hydrauliques à commande automatique qui sont parfaitement adaptés à l'exécution d'essais dynamiques sur modèles. Avec ces vérins, on peut appliquer des efforts de plusieurs centaines de tonnes d'ordre de grandeur en les faisant varier avec des fréquences atteignant jusqu'à 20 Hz environ [47]. Comme, dans certains cas, on peut faire varier les forces conformément à un programme déterminé, il est également possible d'appliquer des vibrations de caractère aléatoire. Les systèmes de ce type seront dans le futur très utiles dans les recherches sismologiques procédant d'essais sur modèles.

3.6. Données de base pour le calcul

Les codes de construction d'ouvrages résistants aux tremblements de terre [48] indiquent généralement, parmi leurs spécifications, des coefficients à appliquer au poids des masses aux différents niveaux, ce qui permet de déterminer les efforts horizontaux sur la base desquels on doit calculer l'ouvrage. De cette façon, les forces sismiques dynamiques sont transformées en charges statiques équivalentes.

Il est très difficile de déterminer les coefficients sismiques de façon qu'ils contiennent toute l'information correspondant à une analyse dynamique complète. En dépit de son caractère approximatif, le calcul basé sur les coefficients sismiques garantit une résistance aux efforts horizontaux, et c'est là un élément très important du point de vue pratique.

Etant donné les difficultés dont s'assortit l'analyse dynamique, on peut considérer, surtout lorsqu'il s'agit d'ouvrages de types courants tels que par exemple les immeubles ordinaires, qu'il est commode de fournir aux bureaux d'études une information présentée sous la forme d'une spécification de coefficients sismiques. Dans le cas d'ouvrages tels que barrages, grands immeubles à étages multiples, ponts et tours de grandes dimensions, il est généralement nécessaire de procéder à une analyse dynamique complète [49].

4. Autres charges dynamiques

En raison de l'espace limité qui est mis à la disposition de ce rapport préliminaire, seule une brève allusion peut être faite aux principaux types de charges dynamiques.

L'exposé qui suit n'est qu'une introduction visant à stimuler la discussion à propos des charges dynamiques autres que celles dues au vent et aux tremblements de terre.

4.1. Charges de circulation

Les problèmes relatifs aux charges dynamiques de circulation s'exerçant sur les ponts sont entièrement différents selon qu'il s'agit de ponts-routes ou de ponts-rails.

En ce qui concerne les ponts-routes, la tendance actuelle, dans les codes, est d'opérer une distinction entre les charges dues aux congestions du trafic et celles dues à des véhicules de poids exceptionnellement élevé [50]. Les situations intermédiaires ne correspondent pas à des conditions extrêmes. Du fait que les congestions du trafic peuvent être considérées comme représentant des charges statiques, on n'a à étudier le comportement dynamique que pour les véhicules exceptionnellement lourds.

Pour les ponts-rails, le problème est complètement différent. La répétition des charges, souvent associée à une inversion des contraintes, peut engendrer la fatigue. L'étude du comportement dynamique est alors de toute première importance.

Une autre charge dynamique de circulation est celle due à l'atterrissage des avions.

Pour mieux connaître les charges de circulation telles qu'elles se manifestent réellement, il semble utile de considérer séparément les effets dynamiques de type déterministe et ceux de type stochastique. On pourrait alors analyser les uns et les autres conformément aux théories qui leur correspondent respectivement. Et l'on aurait ainsi des règles de calcul plus précises que celles actuellement appliquées.

4.2. Charges dues aux machines

Les charges dynamiques dues aux machines peuvent en général être déterminées sur une base déterministe par assimilation à des vibrations périodiques. Dans certains cas, il y a des équipements spéciaux, tels que les broyeurs à boulets, qui engendrent aussi des vibrations de caractère aléatoire.

Chaque problème de vibrations de machine a ses particularités propres, et il est difficile de donner des indications d'ordre général présentant de l'intérêt. Il y a des livres spécialisés [51, 52] qui contiennent d'utiles renseignements à ce sujet.

4.3. Charges dues aux explosions

On entend par là à la fois les vibrations du sol et les variations de la pression de l'air dues à des explosions provoquées par l'Homme.

En ce qui concerne les vibrations du sol, les effets des explosions peuvent être assimilés à des mouvements sismiques. Les enregistrements qui ont été réalisés montrent que l'on peut aussi considérer que les accélérations sont

aléatoires, mais la durée des vibrations est bien plus brève que celle qui est admise à propos des tremblements de terre [53].

Dans les études traitant des explosions pratiquées pour exploiter les carrières [54], on rapporte les dommages subis par les constructions ainsi que les pointes d'accélération ou de vitesse à la distance par rapport au lieu de l'explosion et à la charge d'explosif. D'autres travaux ont pour objet les explosions nucléaires souterraines et l'analyse de leurs enregistrements à partir de leur densité spectrale [55].

Les effets de souffle se rapportent principalement aux explosions nucléaires dans l'atmosphère. L'onde de pression qui résulte d'une explosion à proximité du sol consiste en une brusque augmentation de pression suivie d'une chute qui aboutit à une demi-onde de pression négative [56]. L'onde de pression a une forme bien déterminée, ce qui fait que l'on peut appliquer la théorie déterministe des vibrations pour étudier ses effets sur les constructions.

C'est dans une perspective «stratégique», tenant compte du degré de protection voulu, qu'il faut fixer la valeur de la charge sur laquelle baser le calcul.

Les ondes de choc provoquées par les vitesses supersoniques peuvent aussi être considérées comme entrant dans cette catégorie de charges.

5. Conclusions

Le principal objet de ce rapport préliminaire est de servir de base à la discussion qui doit avoir lieu durant le Congrès. C'est à cet effet que maintenant, pour conclure, vont être formulées quelques propositions portant sur des thèmes de recherche qu'il serait souhaitable de voir aborder dans la discussion.

5.1. On souligne la nécessité qui s'attache à une définition correcte des charges s'exerçant sur les constructions. Il importe de formuler ces définitions selon des principes fondamentaux en rapport avec les théories générales solidement établies. Il serait utile de discuter des méthodes les mieux propres à l'atteinte de cet objectif.

5.2. On a décrit les progrès qui ont récemment été réalisés quant à la connaissance des effets dynamiques du vent. En vue d'accroître l'information actuelle, il apparaît souhaitable :

5.2.1. D'enregistrer systématiquement non plus seulement les vitesses moyennes, ainsi qu'on le fait déjà, mais aussi la turbulence du vent en mettant en œuvre les anémomètres appropriés.

5.2.2. D'affiner la représentation qu'on donne actuellement du vent, en recourant à des spectres de vitesses qui varient en fonction des conditions géographiques et des autres variables entrant en ligne de compte.

5.2.3. D'établir sur une base statistique saine les vitesses à prendre en compte dans le calcul.

5.2.4. D'étudier le comportement dynamique des constructions en prenant simultanément en considération la turbulence propre au vent lui-même et celle engendrée par l'ouvrage. A cet égard, les études sur modèles faisant intervenir le profil des vitesses du vent et les effets de la turbulence semblent prometteuses.

5.2.5. De poursuivre l'observation des constructions importantes afin de recueillir plus de renseignements concernant leur comportement sous les effets du vent.

5.2.6. D'inclure dans les codes de construction non seulement les données simplifiées à faire intervenir dans le calcul des constructions courantes mais aussi les données de base permettant de calculer les ouvrages importants.

5.3. Pour arriver encore à une meilleure définition des charges sismiques, il semble devoir être fructueux :

5.3.1. De continuer à installer des accélérographes pour mouvements de forte amplitude et d'analyser rigoureusement les enregistrements.

5.3.2. De définir les charges sismiques au moyen de la densité spectrale d'accélération en faisant intervenir les variations des spectres dues aux conditions locales.

5.3.3. De définir la séismicité d'une région comme étant la probabilité dont s'assortit, dans cette région, l'atteinte d'un niveau donné de la densité spectrale d'accélération. Pour évaluer la séismicité des différentes régions, il est nécessaire de combiner les divers renseignements d'ordre géophysique, géologique et sismologique en utilisant, dans toute la mesure du possible, des critères quantitatifs statistiques.

5.3.4. De poursuivre les études théoriques et expérimentales basées sur la théorie des vibrations aléatoires, en vue principalement de recueillir de nouveaux renseignements sur le comportement des systèmes linéaires et non linéaires à plusieurs degrés de liberté.

5.3.5. De compléter la mise en place des accélérographes pour forte amplitude destinés à l'enregistrement des accélérations du sol par l'installation d'appareils permettant aussi d'observer le comportement des constructions elles-mêmes. Il est aussi possible d'obtenir des renseignements utiles en exécutant des essais dynamiques sur des ouvrages existants, même en appliquant des vibrations de faible amplitude.

5.3.6. Il est extrêmement souhaitable d'apporter des améliorations aux codes de construction. Comme pour le vent, il serait bon que les codes fassent état de règles simplifiées à appliquer dans le calcul des constructions de type ordinaire et contiennent aussi des données de base à faire intervenir dans les études spéciales qui ont pour objet des ouvrages importants.

5.4. La discussion pourra également porter sur des charges dynamiques autres que les poussées du vent et les charges sismiques. Parmi ces autres charges, il a été fait mention des charges de circulation, des charges dues aux machines et de celles dues aux explosions. L'établissement de nouvelles données, basées sur des principes scientifiques modernes, contribuera largement à rendre

plus économiques les réalisations du génie civil et à leur conférer une sécurité accrue.

5.5. Il faut enfin souligner l'importance que revêt la coopération internationale en tant qu'instrument puissant du progrès. Cette coopération est de nature à se révéler tout particulièrement fructueuse dans l'élaboration de recommandations de caractère général pouvant servir de base à la rédaction des codes propres aux différentes régions.

Remerciements

L'auteur exprime sa reconnaissance à MM. JERVIS PEREIRA, MÁRIO CASTANHETA et ARTUR RAVARA, Spécialistes et Assistant de recherches au Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pour leur collaboration.

VI

Dynamische Belastungen

Dynamische Belastungen (insbesondere durch Wind und Erdbeben)

J. FERRY BORGES

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon

1. Einleitung

Der Fortschritt auf dem Gebiet der Baustatik verlangt die Erweiterung der Kenntnisse über die wirkenden Kräfte und das Verhalten der Bauten unter diesen Belastungen. Allgemein kann gesagt werden, daß das tatsächliche Wissen über dynamische Belastungen nicht groß ist. Damit wird das Interesse verständlich, das an der Beschaffung von Unterlagen besteht, die eine bessere Definition dieser Kräfte erlauben, aber auch an der Entwicklung einer geeigneten Methode zu deren Untersuchung.

Bei der Differenzierung zwischen statischen und dynamischen Belastungen tritt eine erste Schwierigkeit auf: Diese Unterscheidung kann nicht auf der Grundlage der Lasten selbst getroffen werden, sondern muß auch die Natur des Bauwerkes berücksichtigen, auf welches die Lasten wirken. Tatsächlich muß eine Belastung bereits als dynamisch gelten, wenn ihre Zeitabhängigkeit so ist, daß zur Untersuchung des Verhaltens der Bauten der Einfluß der Massenträgheit des Bauwerkes nicht vernachlässigt werden darf.

Eine zweite Schwierigkeit, die im Zusammenhang mit der Definition dynamischer Belastungen auftritt, stammt von der Wechselwirkung zwischen dem baulichen Verhalten und den Belastungen selbst her. Betrachtet man die dynamischen Belastungen als ein System von zeitabhängigen Kräften, so werden diese Kräfte häufig unmittelbar von dem Verhalten des Bauwerkes beeinflusst. Dies tritt zum Beispiel bei Windeinwirkungen auf, die auf aeroelastische Effekte zurückzuführen sind und bei Problemen im Zusammenhang mit Erdbeben auf Grund der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund. Im vorliegenden

Bericht wird versucht, die Belastungen auf grundsätzliche Weise zu definieren, damit diese Wechselwirkungen untersucht werden können, indem das Gesamtverhalten des Systems betrachtet wird.

Um den Rahmen des Berichtes abzugrenzen, konzentriert sich die anschließende Betrachtung auf die Belastungen, die auf Ingenieurbauten wie Brücken, Häuser und Masten wirken.

Die behandelten Belastungen sind zurückzuführen auf: Wind, Erdbeben, Verkehr, Maschinen und Explosionen. Die beiden ersten Belastungsarten, denen im allgemeinen die größere Bedeutung zukommt, werden eingehender besprochen.

Für jede Belastungsart sind zwei Hauptprobleme zu berücksichtigen: 1. Die Messung der wirkenden Kräfte; 2. Ihre analytische und experimentelle Darstellung. Die Besprechung der geeignetsten Methoden zur Behandlung dieser Probleme ist von großer Wichtigkeit, wobei zu hoffen ist, daß sich die Diskussion auch mit der Methodik befassen und sich nicht auf die Darlegung von Ergebnissen beschränken werde.

Zwei grundsätzliche Methoden stehen für die Darstellung zur Auswahl: die deterministische und die stochastische. Die deterministische verlangt die genaue Kenntnis der Zeitabhängigkeit der Belastungen. Die stochastische Methode verlangt nur die Kenntnis der statistischen Verteilung dieser zeitlichen Belastungsänderungen.

Erschütterungen durch Maschinen und Druckwellen sind Beispiele für Belastungen, auf welche die deterministische Methode Anwendung findet. Wind- und Erdbebenbelastungen können gemeinhin nur durch stochastische Schemata bequem dargestellt werden.

Die Erweiterung der Kenntnisse über die Belastungen verlangt systematische Messungen in der Natur. Der dynamische Charakter der Belastungen bereitet bei diesen Messungen besondere Schwierigkeiten. Die Schwierigkeiten sind grundsätzlich von zweierlei Art. Die erste stammt daher, daß es häufig unmöglich oder unpraktisch ist, die wirkenden Kräfte unmittelbar zu messen, weshalb Größen gemessen werden, aus denen die Kräfte abgeleitet werden können. Das ist zum Beispiel der Fall beim Wind, bei dem die Geschwindigkeit und nicht der Druck gemessen wird. Dadurch muß ein neues Problem gelöst werden: die Umformung der Geschwindigkeiten in Drücke. Die zweite Schwierigkeit besteht in der Anzeigegenauigkeit des Meßgerätes als Funktion der auftretenden Frequenz. Tatsächlich verhalten sich die Meßinstrumente meistens wie Tiefpaßfilter und besitzen häufig eine ausgeprägte Frequenzabhängigkeit; in einigen Fällen sind sie nichtlinear, das heißt, die Anzeige ist eine Funktion der mittleren Belastungsstärke. Zur genauen Interpretation der Ergebnisse müssen die Meßgeräte als Übertrager angesehen werden und ihre Meßcharakteristik genauestens untersucht werden. Schwierigkeiten dieser Art tauchen zum Beispiel beim Gebrauch von Anemometern auf. Die vorhandenen Ergebnisse können nur unter Berücksichtigung der dynamischen Eigenschaften des Gerätes gedeutet werden.

Wenn die Natur der Belastungen hinreichend bekannt ist, müssen die Methoden der Darstellung dieser Belastungen zwecks analytischer und experimenteller Untersuchung erörtert werden. Die Darstellung muß so fundamental wie nur irgend möglich sein, um sie allgemein anwendbar zu gestalten. Ebenso muß die analytische Darstellung der Belastungen mit den allgemeinen Theorien übereinstimmen, die bei der Untersuchung des Verhaltens der Bauten benutzt werden sollen. Besonders im stochastischen Schema müssen die Grundbegriffe der Theorie der Störschwingungen [1, 2] berücksichtigt werden.

Der Bequemlichkeit halber sollten auch die analytischen Darstellungen so einfach wie möglich sein. Der Einfluß der benutzten Vereinfachungen muß bestimmt werden und der Bereich, in dem sie Gültigkeit haben, muß definiert werden.

Im Fall von Dauerbelastungen ist die Definition der Belastungsdauer unwichtig. Bei den wechselnden, nichtpermanenten Belastungen ist es angebracht, sie aufzuteilen in Intervalle von vorgegebener Dauer. Belastungen durch Wind und Erdbeben sollen durch eine Serie von Zeitintervallen dargestellt werden, von denen jedes eine bestimmte Dauer hat. Eine weitere übliche Vereinfachung besteht darin, daß sich die statistische Verteilung, von welcher die Intervallserie abgeleitet wird, zeitlich innerhalb der angenommenen Spanne nicht ändert; es wird also angenommen, daß die Erscheinungen stationär sind.

Die experimentelle Darstellung der dynamischen Belastungen muß auch einigen allgemeinen Bedingungen genügen. Lastanordnungen, welche die tatsächlichen Belastungen darstellen sollen, werden auf Modelle angewendet, und das Verhalten dieser Modelle wird unter Benutzung der Ähnlichkeitstheorie interpretiert. Die Grenzen, in denen Ähnlichkeit angenommen werden kann, stellen weitere Bedingungen an die Darstellung der Belastungen. Bei der Auslegung der Ergebnisse müssen die Beschränkungen berücksichtigt werden, denen das Experiment unterworfen war.

Zum Beispiel vernachlässigen Versuche im Windtunnel normalerweise Windgradienten und berücksichtigen das Ähnlichkeitsverhalten der Turbulenz nicht. Dynamische Versuche zum Studium von Erdbebenproblemen wenden häufig Erschütterungen an, die nicht im entferntesten Erdbebenerschütterungen simulieren.

Ein Vergleich zwischen den analytischen und experimentellen Ergebnissen wird erleichtert durch den Umstand, daß die analytische und experimentelle Darstellung der Belastungen übereinstimmen. Schließlich muß noch das Problem der Belastungsannahmen behandelt werden. Diese Annahmen beziehungsweise Voraussagen der Belastungen müssen im allgemeinen auf statistischer Grundlage erfolgen. Dann dürfen auch statistische Sicherheitsbegriffe Anwendung finden.

Es muß beachtet werden, daß diese statistische Voraussage der Belastungen nichts mit der deterministischen oder stochastischen Methode gemein hat, die zur Darstellung der zeitlichen Veränderungen der Belastungen benutzt wird.

Auf mehreren Tagungen wurden kürzlich die allgemeinen Probleme, die dynamische Belastungen von Bauwerken betreffen, erörtert, unter anderem auf dem RILEM-Symposium über die Messung von dynamischen Wirkungen und Vibrationen von Bauwerken, das 1963 in Budapest abgehalten wurde, und auf dem Symposium über Vibrationen im Ingenieurwesen in London 1965 [3] sowie auf dem RILEM-Symposium über die Auswirkungen einer wiederholten Belastung von Werkstoffen und Bauwerken, das 1966 in Mexiko stattfand. Die speziellen Probleme im Zusammenhang mit Wind- und Erdbebenbelastungen wurden auf besonderen Tagungen behandelt, die unten aufgeführt werden. In seinem Vortrag am Symposium in Mexiko [4] gibt DAVENPORT eine interessante allgemeine Übersicht und einen Vergleich zwischen Wind- und Erdbebenbelastungen.

2. Windbelastungen

2.1. Die Natur des Windes

Ein gutes Verständnis der Windphänomene setzt eine allgemeine Kenntnis der Windursachen voraus. Es ist wohl bekannt, daß die Windgeschwindigkeit mit der Höhe über dem Erdboden zunimmt und für Höhen von 300 bis 600 m einen Grenzwert erreicht (die Gradientengeschwindigkeit), der hauptsächlich durch die Druckgefälle, die durch thermische Einflüsse verursacht werden, und geostrophische Beschleunigungen bestimmt wird. Diese Gradientengeschwindigkeit kann analytisch mit den genannten Ursachen in Verbindung gebracht werden.

Die Windgeschwindigkeit variiert stark mit der Zeit und von einem Ort zum anderen. Da diese Veränderungen nicht nach einem geordnetem Schema erfolgen, ist die Strömung turbulent.

Zum Studium der Windbelastungen ist es günstig, Zeitintervalle einer gegebenen Dauer (zum Beispiel 10 min oder 1 h) zu betrachten, und für diese Zeitintervalle die entsprechende mittlere Geschwindigkeit zu berechnen. Die sich rasch ändernde Geschwindigkeitskomponente entspricht dann der Turbulenz.

Neuere Untersuchungen zur Natur des Windes, welche die Turbulenz berücksichtigen, sind hauptsächlich im Zusammenhang mit der Luftverschmutzung [5] und der Aeronautik erfolgt [6]. Von diesen Untersuchungen her ist jetzt viel Zahlenmaterial vorhanden, aber nur ein kleiner Teil davon kann beim Studium der Windeinwirkung auf Bauwerke verwendet werden. Trotzdem muß anerkannt werden, daß die in diesen Versuchen benutzte Methodik praktisch ist. Neuzeitliche Untersuchungen über den Windeinfluß auf Bauwerke wenden die gleichen Methoden an.

2.2. Windmessung

Die Messung der Windgeschwindigkeit ist aus zwei verschiedenen Gründen problematisch. Der erste betrifft die Messung der Niederfrequenzkomponente, die der mittleren Windgeschwindigkeit entspricht. Der zweite betrifft die Hochfrequenzkomponente, welche der Turbulenz entspricht.

In fast allen Ländern der Erde sind die meteorologischen Anstalten verantwortlich für die Messung der Windgeschwindigkeit, und es gibt umfangreiche Unterlagen darüber. Dagegen wurden Messungen der Turbulenz nur im Rahmen besonderer Untersuchungen angestellt.

Die meteorologischen Anstalten geben auch die maximalen Windgeschwindigkeiten an, aber diese sind schwierig zu interpretieren und sind im Augenblick noch zu unzuverlässig für die Anwendung.

Die verschiedenen Anemometertypen zur Messung der Windgeschwindigkeit können in verschiedene Klassen eingeteilt werden nach ihrem Frequenzbereich.

Zu den Niederfrequenztypen gehören: das Pitot-Staurohr, Propeller- und Flügelanemometer. Diese Instrumente haben im allgemeinen eine oberste Arbeitsfrequenz von 0,1 Hz.

Im mittleren Frequenzbereich stehen Membrananemometer oder Anemometer mit vibrierenden Massen zur Verfügung, die bis zu 20 Hz registrieren.

Im Bereich der hohen Frequenzen können die Heizdraht- und Entladungsanemometer verwendet werden, die auf Frequenzen bis zu 1000 Hz ansprechen.

Bild 1 zeigt ein typisches Diagramm, das mit einem Pitot-Rohr aufgenommen wurde.

Zur Interpretation der durch diese verschiedenen Anemometer aufgenommenen Diagramme muß man die Geräte nicht nur statisch im Windtunnel eichen, sondern auch ihre Übertragungsfunktion bestimmen. Weil das Meßverhalten häufig nicht genau linear ist, müssen die Übertragungsfunktionen zusätzlich für verschiedene Werte der statischen Komponente bestimmt werden.

Messungen in turbulenten Strömungen, vor allem die Messung der Turbulenz selbst, sind mit erheblichen Schwierigkeiten verbunden. Diese Schwierigkeiten werden verringert, wenn allein die mittlere Windgeschwindigkeit berücksichtigt wird. Auf Grund obiger Überlegungen stellen nur die Werte der mittleren Windgeschwindigkeit wertvolles Zahlenmaterial dar, aus dem die maximalen Windgeschwindigkeiten abgeleitet werden können. Die Korrelation zwischen mittlerer und höchster Windgeschwindigkeit muß auf einer Kenntnis der Windstruktur aufbauen. Die Erweiterung der Meßmöglichkeiten im Hochfrequenzbereich ist besonders wünschenswert. Die dann erhaltenen Unterlagen erlauben nicht allein ein besseres Verständnis der Turbulenz, sondern auch eine unmittelbare Bestimmung der Höchstgeschwindigkeit.

2.3. Darstellung des Windes

2.3.1. Die mittlere Windgeschwindigkeit

Zum Studium der Windbelastung eines Bauwerkes ist es lediglich interessant, einen begrenzten Raum in der Umgebung des Bauwerkes zu betrachten. Ebenso braucht, wie gesagt, nur ein bestimmtes Zeitintervall betrachtet zu werden, zum Beispiel 10 min oder 1 h.

Im allgemeinen ist die Annahme zulässig, daß in dem vorgegebenen Bereich die mittlere Windgeschwindigkeit durch eine waagrechte Komponente dargestellt werden kann, die nur in Funktion der Höhe variiert. Zur Definition der mittleren Windgeschwindigkeit in einem Bereich ist es dann nur noch erforderlich, die Veränderung der mittleren Windgeschwindigkeit mit der Höhe zu definieren.

Für den Höhenbereich und für Winde hoher Geschwindigkeit, die für die Baukonstruktion interessant sind, kann die mittlere Geschwindigkeit auf der Höhe z : $\bar{U}_z$ als Gesetz vom Typ

$$\bar{U}_z = \left(\frac{z}{z_g} \right)^{1/\alpha} \bar{U}_g$$

angenommen werden, wo $\bar{U}_g$ die Gradientengeschwindigkeit darstellt, die auf der Höhe z_g erreicht ist. Die Größen z_g und $1/\alpha$ hängen von den Bodenunebenheiten ab. Da Windgeschwindigkeiten im allgemeinen etwa 10 m über dem Erdboden gemessen werden, ist es nur sinnvoll, diese Höhe $\bar{U}_{10}$ als Bezugshöhe zu wählen, und nicht die Gradientengeschwindigkeit.

Bild 2 zeigt die mittleren Windgeschwindigkeitsprofile nach DAVENPORT [8] für drei typische Rauheitszustände des Erdbodens. Jedem Ort entspricht eine statistische Verteilung von $\bar{U}_{10}$, welche die Wahrscheinlichkeit der Überschreitung dieser Geschwindigkeit in einem gegebenen Zeitintervall angibt.

2.3.2. Windturbulenz

Wegen des Vorhandenseins der Turbulenz ist es erforderlich, der mittleren Geschwindigkeit eine wechselnde Geschwindigkeit, definiert durch die Komponenten u , v , w (für die Längs-, Quer- und Vertikalrichtung) zu überlagern.

Diese Komponenten sollten eine Zufallsverteilung bezüglich Raum und Zeit haben. Die statistische Definition dieser Variationen kann nur unter der Annahme vereinfachender Hypothesen vorgenommen werden.

Eine erste vernünftige Hypothese besteht darin, daß die Turbulenz als stationär während des betrachteten Zeitintervalls angenommen wird. Die Veränderung der Geschwindigkeit in einem Punkt kann dann statistisch durch die Variation der Spektraldichten der Geschwindigkeiten als Funktion der Frequenz beschrieben werden, oder durch die Fourier-Transformation dieser Spektraldichten, die Autokorrelationen. Homogenität in den verschiedenen Höhenschichten vorausgesetzt, variieren die Spektraldichten der Geschwindigkeit dann

als Funktion der mittleren Windgeschwindigkeit und der Höhe über dem Erdboden.

Zeitabhängige Spektraldichten genügen nicht, um die Turbulenz vollständig zu definieren. Es ist zusätzlich erforderlich, die statistischen Veränderungen im Raum zu berücksichtigen, welche durch die räumlichen Spektraldichten oder Raumkorrelationen beschrieben werden.

Für aeronautische Probleme ist die Turbulenz der Vertikalkomponente besonders wichtig [6]. Bei Bauwerken ist diese im allgemeinen nicht so bedeutend. Hier ist die Längskomponente von besonderem Interesse.

Bild 3 zeigt die Spektraldichte der Längskomponente des Windes, wie sie von DAVENPORT [8] vorgeschlagen wurde. Es gibt die Mittelwerte der Messungen wieder, die in Höhen von 8 bis 150 m vorgenommen wurden. Da die Werte gemittelt wurden, ist dies gleichbedeutend mit der Annahme, daß die Turbulenz in dem betrachteten Bereich bei einer Höhenzunahme unverändert bleibt.

Um die Spektraldichten unter wechselnden Bedingungen durch einen Kurvenzug darstellen zu können, normiert Davenport die Spektraldichten S_f durch Division mit einem Faktor K , ein Koeffizient der Oberflächenreibung, der von der Bodenrauigkeit abhängt, und mit $\bar{U}_{10}^2$, der 2. Potenz der mittleren Geschwindigkeit auf der Bezugshöhe. Die Abszissen im logarithmischen Maßstab geben nicht unmittelbar die Frequenzen wieder, sondern Wellenzahlen oder Wellenlängen. Die Wellenzahlen, ausgedrückt in Schwingungen pro Meter, können auf die Frequenz zurückgeführt werden durch Multiplikation mit der mittleren Geschwindigkeit. Die Wellenlänge wird durch Division der mittleren Geschwindigkeit durch die Frequenz erhalten.

Die Taylor-Hypothese besteht in der Annahme, daß die Transformation $x = \bar{U}t$ gilt, das heißt, sie stellt die Gleichwertigkeit von Veränderungen von Raum (x) und Zeit (t) her. Nach dieser Hypothese kann die gezeigte zeitlich veränderliche Spektraldichte auch als veränderlich in der Längsrichtung angesehen werden. Da die Abszissen im logarithmischen Maßstab gegeben sind, ist es günstig, die Ordinaten mit der Frequenz (f) zu multiplizieren, damit das Integral der Spektraldichte den quadrierten Mittelwert der Geschwindigkeitsschwankungen wiedergibt.

Für Wellenlängen kleiner als 500 m folgt das vorgeschlagene Spektrum dem Gesetz Kolmogorovs [10]. Dieses Gesetz bringt die Spektraldichte $S(\lambda)$ in Beziehung zur Wellenzahl λ durch einen Ausdruck der Form: $S(\lambda) = \beta \lambda^{-5/3}$.

Um quantitative Angaben zu erhalten, die für den Entwurf verwendbar sind, wurde das Spektrum von Bild 3 für eine mittlere Windgeschwindigkeit von 20 m/s in Bild 4 aufgetragen. Dieses Bild zeigt, daß die normierte Spektraldichte $fS(f)/\sigma^2$ ein Maximum zwischen 0,0166 und 0,033 Hz besitzt. Mit zunehmender Frequenz nimmt die Spektraldichte rasch ab und kann normalerweise vernachlässigt werden bei Frequenzen über 1 bis 2 Hz.

Die relative Turbulenzintensität, welche den Spektren von Bild 3 und 4 entspricht, ist gegeben durch $\sigma/\bar{U}_{10} = \sqrt{6K}$. Für $K = 0,005$ ergibt das einen

Wert von 0,17, der mit den üblichen Turbulenzintensitäten (zwischen 10 und 20%) übereinstimmt, die von PASQUILL [10] ermittelt wurden.

Die Veränderung der Längskomponente der Windgeschwindigkeit in Querrichtung kann nur unter Berücksichtigung der Korrelation zwischen diesen Richtungen oder der Spektraldichten in Querrichtung $S(\Delta l, f)$ für Punkte unterschiedlichen Abstandes Δl definiert werden.

DAVENPORT [11] bringt die Spektraldichten in Querrichtung in Zusammenhang mit der zeitlichen Spektraldichte $S(f)$ mittels eines Koeffizienten:

$$R(\Delta l, f) = \frac{S(\Delta l, f)}{S(f)} = e^{-\frac{cf\Delta l}{\bar{U}_{10}}}$$

wobei c eine Konstante ist. $\bar{U}_{10}/cf$ hat die Dimension einer Länge und kann als Korrelationsskala benutzt werden.

Die Entfernung, auf welcher Windgeschwindigkeiten einer Korrelation unterliegen, ist also umgekehrt proportional der Frequenz und dem Koeffizienten c .

Tafel I gibt für stabile atmosphärische Bedingungen, die in dem vorliegenden Fall von Interesse sind, die Größenordnung des Faktors c für verschiedene Richtungen und Turbulenzkomponenten wieder [11]:

Richtung von Δl	Turbulenzkomponente	c
längs	längs	8
	quer	6
quer	längs	40
	quer	25
senkrecht	längs	7
	quer	7

Die Tatsache, daß die Korrelationsskala in Querrichtung kleiner ist als in Längsrichtung, deutet darauf hin, daß bei starken Winden die Wirbel gestreckt sind.

2.4. Windtätigkeit

Die Kenntnis der Windgeschwindigkeit ist zur Beschreibung der Windtätigkeit nicht ausreichend. Es ist erforderlich zu wissen, wie die Geschwindigkeiten

in Drücke umzurechnen sind. Auf Grund des dynamischen Charakters dieser Erscheinungen konnte das Problem bisher noch nicht befriedigend gelöst werden.

Für den Fall, daß der Wind eine gleichmäßige Strömung darstellt, steht umfangreiches Zahlenmaterial zur Verfügung, welches die Umrechnung der Windgeschwindigkeit in lokale oder Gesamtdruckbelastungen erlaubt. Diese Zahlen sind in Windtabellen als Druckkoeffizienten zusammengestellt.

JENSEN [12] hat gezeigt, daß bei Ersatz der gleichmäßigen Strömung durch ein Grenzschichtprofil, wie in Bild 2 gezeigt, entscheidende Veränderungen der Druckkoeffizienten beobachtet werden.

In Anbetracht der turbulenten Natur des Windes ist das Problem viel verwickelter. Tatsächlich ist es erforderlich, zur Turbulenz des Windes diejenige Turbulenz, welche durch das Bauwerk hervorgerufen wird, hinzuzurechnen.

Die durch das Bauwerk verursachte Turbulenz stammt hauptsächlich von der Wirbelerregung und kann von dem Verformungsverhalten des Bauwerkes unabhängig oder abhängig sein.

Die erste Erscheinungsform entspricht den von Kármán-Wirbeln. Die Frequenz f der Wirbelerzeugung ist mit der mittleren Windgeschwindigkeit durch die Strouhal-Zahl $S = fD/\bar{U}$ verknüpft, wobei D eine typische Längenabmessung ist.

Da eine bestimmte Frequenz f überwiegt, handelt es sich hier nicht um eine echte Turbulenz; sie wird häufig Quasiturbulenz genannt. Eine Übersicht über das Problem der Wirbelablösung bei starren, runden Zylindern wird von LIENHARD [13] gegeben.

Die Vibrationserregung auf Grund der Verformbarkeit des Bauwerkes ist ein noch verwickelteres Phänomen. Ein einfacher Fall, in dem der Mechanismus der Vibrationen leicht zu verstehen ist, ist folgender:

Man betrachte eine waagrechte Windströmung und ein in der Vertikalrichtung schwingendes Bauwerk. Die Vibration des Bauwerkes entspricht einer Querkomponente der Windgeschwindigkeit. Wird diese Querkomponente mit der Längskomponente zusammengefaßt, so entspricht das einem schiefen Auftreffen des Windes. Wenn für dieses schräge Auftreffen das Profil des Körpers zu einem negativen Auftrieb führt, so neigt diese niederdrückende Kraft zur Verstärkung der Vibrationen des Systems und kann als negative Dämpfung bezeichnet werden. Übersteigt diese negative Dämpfung die positive Dämpfung des Bauwerkes, so treten ungedämpfte Eigenschwingungen von wachsender Heftigkeit auf.

Für Systeme mit mehreren Freiheitsgraden können die Erscheinungen der aerodynamischen Instabilität auf das Zusammenwirken verschiedener, zu Flatterbewegungen führender Ursachen zurückgeführt werden. Schließlich kann es ebenfalls vorkommen, daß die von einem Bauwerk erzeugte Turbulenz benachbarte Bauwerke beeinflusst.

SCRUTON [14] beleuchtet die verschiedenen Aspekte der vom Wind erzeug-

ten Vibrationen bei Bauwerken. Auf Grund der komplexen Natur der beteiligten Erscheinungen kann festgestellt werden, daß eine allgemeine analytische Lösung noch nicht vorgetragen werden kann. Modellversuche in Windtunneln zeitigen sehr nützliche Ergebnisse.

2.5. Modellversuche

Normalerweise versucht man beim Bau von Windtunneln die Turbulenz möglichst weitgehend zu unterdrücken, um eine gleichmäßige Luftströmung zu erhalten. Ein so konstruierter Windtunnel ist gut geeignet zur Ermittlung von Druckkoeffizienten, gestattet aber offensichtlich nicht die Beobachtung von Turbulenzeffekten des natürlichen Windes.

In neuerer Zeit wurden mehrere Windtunnel [8] gebaut, um die Veränderung der Geschwindigkeit mit zunehmender Höhe zu untersuchen. Dies wird erreicht durch Erhöhung der Rauigkeit des Bodens im Vergleich zu der der übrigen Wände. Bild 5 zeigt den Grenzsichten-Windtunnel der Universität von Western Ontario.

Es wäre wünschenswert, künftig die Turbulenz der Windtunnel genau kontrollieren zu können, um dynamische Versuche mit maßstäblich definierter Turbulenz durchzuführen.

2.6. Bemessungsangaben

Bei den Bemessungsangaben müssen unter anderem die maximalen Windgeschwindigkeiten definiert werden, auf welche die Druckkoeffizienten angewandt werden können. Die zurzeit benutzten Höchstgeschwindigkeiten sind nicht auf statistischer Grundlage definiert.

Die Verknüpfung von maximaler und mittlerer Geschwindigkeit ist wichtig. Mehrere Verfasser haben dieses Problem untersucht [15, 16]. Unter Verwendung des von DAVENPORT [8] angegebenen Geschwindigkeitsspektrums berechnete CASTANHETA [17] die statistische Verteilung des Verhältnisses von maximaler Geschwindigkeit U_f zur mittleren Geschwindigkeit, welche in Zeitintervallen von $t_0 = 10 \text{ min}$ oder 1 h registriert wurde. Mit maximaler Geschwindigkeit ist die Geschwindigkeit gemeint, die von einem idealen Filter mit nach oben scharf begrenzter Frequenzgrenze (Grenzfrequenz) aufgenommen würde, wie $f = 0,2; 0,5; 1,0; 2,0 \text{ Hz}$.

Tafel II gibt die erhaltenen Verhältnisse der mittleren Höchstgeschwindigkeit zur mittleren Geschwindigkeit wieder. Diese Werte beziehen sich auf eine Höhe von 10 m über dem Erdboden.

Es ist bemerkenswert, daß die Veränderung der Koeffizienten auf Grund der sich ändernden Grenzfrequenz fast unabhängig von dem Rauigkeitsfaktor und dem Zeitintervall ist.

Tafel II

Grenz- frequenz (Hz)	$t_0 = 10 \text{ min}$			$t_0 = 1 \text{ h}$		
	Rauhigkeitskoeffizient $K^1)$			Rauhigkeitskoeffizient $K^1)$		
	$K=0,005$	$K=0,010$	$K=0,015$	$K=0,005$	$K=0,010$	$K=0,015$
0,2	1,44	1,63	1,77	1,54	1,75	1,92
0,5	1,50	1,71	1,87	1,58	1,83	2,02
1,0	1,53	1,75	1,92	1,63	1,88	2,07
2,0	1,56	1,79	1,97	1,66	1,92	2,13

¹⁾ Nach DAVENPORT [8]. $K = 0,005$ entspricht einer ebenen Erdoberfläche und $K = 0,015$ einer rauen Oberfläche, wie etwa im Zentrum einer Stadt.

Wird als Bezugsgröße die Frequenz von 2 Hz gewählt, so werden für die Grenzfrequenzen 1,0; 0,5; 0,2 Hz jeweils Abnahmen von 2, 4 und 9% beobachtet.

Angenommen, ein Bauwerk verhält sich wie ein Filter mit gegebener Grenzfrequenz, so könnten die angegebenen Abnahmen auf die Maximalgeschwindigkeiten angewandt werden, die beim Entwurf berücksichtigt werden. Weil der Druck proportional dem Quadrat der Geschwindigkeit ist, würden die Druckabnahmen doppelt so hoch wie angegeben ausfallen.

Bei Bauwerken mit einer ausgedehnten Front kann eine weitere Abnahme in Betracht gezogen werden, die mit der Querkorrelation der Windgeschwindigkeit zusammenhängt. Bis jetzt wurden diese Abnahmen hauptsächlich auf experimentellem Wege ermittelt [18, 19]. Die nun vorliegenden Angaben über die Windturbulenz sind bereits ausreichend, um eine analytische Bestimmung dieser Abnahmen zu gestatten [17, 20].

Obige Überlegungen zeigen, daß eine Verminderung der Windbelastung durch Turbulenz nur für Bauwerke mit sehr niedriger Eigenfrequenz, wie Hängebrücken großer Spannweite, Freileitungen und Wolkenkratzer gerechtfertigt ist, Bild 4. Bauwerke dieser Art haben Eigenfrequenzen von 0,1 Hz oder sogar noch weniger. Das gleiche gilt nicht für normale Gebäude mit weniger als zehn Stockwerken, die im allgemeinen Frequenzen über 1 Hz besitzen. Für Bauwerke dieser Art kann der Wind als statische Belastung angesehen werden. Andererseits können aeroelastische Erscheinungen für stark verformbare Bauwerke, wie Hängebrücken, von überragender Bedeutung sein [21].

Zur Erweiterung des Wissens bezüglich Windbelastungen erscheint es wichtig, das tatsächliche Verhalten von Bauwerken zu beobachten [22]. Durch derartige Untersuchungen können die angenommenen Hypothesen bestätigt und die aussichtsreichsten Forschungsgebiete aufgezeigt werden.

3. Erdbebenwirkungen

3.1. Natur der Erdbeben

Es wird allgemein angenommen, daß Erdbeben durch örtliche Rißbildung in der Erdkruste entstehen. Erdbebenerschütterungen können noch in großer Entfernung vom Epizentrum wahrgenommen werden, beeinflussen aber normalerweise Bauwerke in einem nur sehr viel kleinerem Umkreis. Innerhalb des Bereiches, in dem Erdbeben eine zerstörende Wirkung haben, zeigen die Erdbewegungen einen unregelmäßigen Charakter, wie aus den vorhandenen Aufzeichnungen hervorgeht (Bild 6).

Künstliche Sprengungen können ebenfalls Ursache von Erdstößen sein, die in mancher Hinsicht mit Erdbebenbewegungen verglichen werden können.

Durch Erdbebenstöße geraten Wassermassen in Bewegung und können große Wellen im Meer hervorrufen (tsunami), sowie auch hydrodynamische Drücke auf Bauwerke ausüben, die unter Wasser angelegt sind oder mit ihm in Berührung stehen.

Im Laufe der letzten Jahre wurden große Anstrengungen unternommen, die Erdbebenursachen zu erforschen, einmal um das seismische Verhalten der verschiedenen Erdteile definieren zu können, und um die geeignetsten Methoden zur Messung und Darstellung seismischer Bewegungen zu untersuchen sowie auch um das Verhalten von Bauwerken unter der Einwirkung von Erdbeben darstellen zu können. Unter der umfangreichen Literatur über diese Themen nehmen die Niederschriften der World Conferences of the International Association on Earthquake Engineering einen hervorragenden Platz ein [23, 24, 25]. Die neueren Bemühungen der UNESCO, die die Forschung auf diesem Gebiet koordinieren und fördern will, seien ebenfalls erwähnt.

3.2. Erdbebenmessungen

Obwohl die Erdbewegungen geringer Amplitude, welche auf entfernte Erdbeben zurückzuführen sind, seit vielen Jahren registriert werden, wurden erst kürzlich geeignete Geräte zur Aufzeichnung heftiger Bewegungen entwickelt [26].

Das heute normalerweise verwendete Gerät zeichnet die drei Komponenten der Erdbeschleunigung auf und beginnt selbsttätig mit der Registrierung, sobald die Vertikal- oder eine der Horizontalkomponenten etwa 0,01 g überschreitet.

Die dynamischen Eigenschaften dieses Gerätes und die Geschwindigkeit, mit welcher die Aufzeichnung vorgenommen wird, sind geeignet zum Zweck der eingehenderen Analyse von seismischen Erschütterungen. Ebenso ist die Zahl der Beschleunigungsaufnehmer für heftige Stöße im raschen Steigen begriffen. Trotzdem sind noch nicht alle wichtigen seismischen Regionen ausreichend mit Anzeigeräten ausgerüstet.

3.3. Darstellung von Erdbeben

Ein wichtiger Beitrag zur Darstellung von erdbebenverursachten Erdbewegungen stammt von Housner [27], der diese Bewegungen einer Serie von Störimpulsen gleichstellte und sie durch Beschleunigungs-, Geschwindigkeits- oder Verschiebungsspektren darstellte. Nach Housner stellt das Spektrum einer gegebenen Größe, zum Beispiel der Geschwindigkeit, die Maximalgeschwindigkeiten dar, welche einfache Schwinger mit unterschiedlichen Eigenfrequenzen und unterschiedlichen Dämpfungseigenschaften erfahren, wenn sie dem betrachteten Stoß ausgesetzt werden. Housner berechnete die Spektren einiger Beschleunigungsaufnahmen bei starken Erdstößen und schlug vor, Erdbewegungen durch die Spektren von Bild 7 darzustellen.

Eine weitere Methode, um solche verschiedenartige Bodenbeschleunigungen zu beschreiben, besteht darin, die Spektraldichte der Beschleunigungen zu definieren. Diese Beschreibung verwendet die Grundgrößen der Theorie der Störschwingungen, die auch zur Beschreibung der Windturbulenz benutzt wurde.

Die Darstellung von Housner und anderen Verfassern [28, 29] entspricht einer Erschütterung, die als «white noise vibration» bezeichnet wird (Erschütterung einer konstanten Leistungs-Spektraldichte). Die Veränderung der Leistungsspektraldichte als Funktion der Frequenz wurde von Tajimi [30] vorgeschlagen auf der Grundlage von Vorarbeiten Kansaïs [31] und Barsteins [32]. In einer Untersuchung über den Wahrscheinlichkeitsansatz bei der Konstruktion erdbebensicherer Bauten betrachtet Rosenblueth [33] die verschiedenen Idealisierungen der seismischen Belastungen.

Bycroft [34] hat gezeigt, daß die von Housner angegebenen Geschwindigkeitsspektren einer Vibration, die als «white noise vibration» bezeichnet wird, entsprechen und auf den Bereich 0,2 bis 5 Hz beschränkt sind. Jeder Versuch hatte eine Dauer von 30 s. Er zeigt, daß die Spektraldichte von $695 \text{ cm}^2\text{s}^{-4}/(\text{Hz})$ der Nord-Süd-Registrierung des El Centro Erdbebens von 1940 entspricht.

Kürzlich haben Ravara [35], Jennings [36] und Arias und Petit Laurent [37] Digitalrechner eingesetzt, um unmittelbar aus den vorhandenen Erdbebenaufzeichnungen die entsprechenden Spektraldichten zu errechnen.

Obwohl die Spektren wichtige Schwankungen aufweisen, ist es trotzdem möglich, eine mittlere Abweichung der Spektraldichten als Funktion der Frequenz (Bild 8) abzuleiten. Analytische Ausdrücke für dieses Gesetz werden von mehreren Autoren vorgeschlagen [30, 36, 38, 39]. Es ist zu erwarten, daß die Veränderung der Spektraldichte von der Geometrie und den mechanischen Eigenschaften des Erdbodens abhängen wird. Leider erlaubt das zurzeit vorhandene Material noch nicht die zahlenmäßige Erfassung dieser Einflußgrößen oder des Einflusses des Epizentrenabstandes.

Es muß betont werden, daß der Unterschied in der Darstellung als «white noise» von begrenztem Frequenzumfang und als Spektrumsfunktion, die einem linearen Schwinger entspricht, nicht so entscheidend ist, wie man meinen

könnte. In Wirklichkeit verhalten sich mechanische Systeme immer wie Filter, welche die Frequenzen oberhalb einer bestimmten Grenze nicht erfassen. Deshalb ist es gleichgültig, ob die Belastung eine bestimmte positive Spektraldichte oberhalb dieser Grenze hat oder nicht. PEREIRA [39] verglich die Anzeige von linearen Schwingern für drei Typen von Spektralfunktionen (Bild 8) und erhielt die in Bild 9 gezeigten Ergebnisse, welche die obigen Überlegungen gut bestätigen.

Um Erdbewegungen vollkommen wiederzugeben, müßte man für jeden Punkt nicht allein die Beschleunigungsänderungen mit der Zeit angeben, sondern auch die Kreuzkorrelationen in den verschiedenen Richtungen. Zurzeit liegen keine Unterlagen vor, welche die Ableitung dieser Angaben gestatten. Trotzdem vermitteln die Aufstellungen von BARSTEIN [32] und PETIT LAURENT [37] nützliches Material bezüglich des Bereiches, in dem die Erderschütterungen als ungefähr gleichmäßig betrachtet werden können. Tatsächlich beträgt das Zeitintervall, für welches die Korrelation Gültigkeit hat, größenordnungsmäßig 0,1 s. Also werden Punkte in einer Entfernung von 100 m voneinander noch simultan ähnliche Erschütterungen erfahren, selbst bei hoher Ausbreitungsgeschwindigkeit der seismischen Wellen. Das gleiche wird nicht mehr gelten, wenn die Punkte mehr als 500 m auseinander sind.

Eine Darstellung der Erdbeben, welche die Untersuchung von ungleichmäßigen Erschütterungen an verschiedenen Punkten erlaubt, wurde von BOGDANOFF, GOLDBERG und SCHIFF [40] vorgeschlagen. Diese Verfasser betrachten Bündel von gedämpften Schwingungen mit willkürlichen Amplituden, Frequenzen, Eintreffzeiten, Phasen und Ausbreitungsgeschwindigkeiten. Diese Darstellung wird benutzt, um die Längsvibration einer Hängebrücke zu untersuchen.

3.4. Verhalten der Bauwerke

Neuerdings zur Verfügung stehende analytische Methoden erlauben die Untersuchung von Bauwerken unter sehr allgemeinen Annahmen. Verfahren, die mit einer Darstellung der Systeme durch konzentrierte Massenarbeiten und Matrizen verwenden, welche mit Digitalrechnern ausgewertet werden, sind sehr wirksame Hilfsmittel zur dynamischen Analyse von Bauwerken.

Die obige idealisierte Erdbebendarstellung stellt die notwendige Grundlage dar zur Durchführung dieser dynamischen Analyse. Bei der Betrachtung von Erdbebendarstellungen darf nicht vergessen werden, daß sich auf Grund der Wechselwirkung zwischen Erdreich und Fundament die tatsächlich auf das Bauwerk einwirkenden Erschütterungen von den auf das Fundament wirkenden sehr verschieden sein können. Dieses Problem kann nur behandelt werden unter Einbeziehung des Verhaltens des gesamten Systems Bauwerk/Erdreich und unter der Annahme, daß in genügender Entfernung vom Bauwerk die Bodenerschütterungen mit der gegebenen Darstellung übereinstimmen.

3.5. Modellversuche

Obwohl der Nutzen einer analytischen Methode heute durch den Einsatz von Digitalrechnern stark erhöht wird, können zahlreiche Probleme noch nicht bequem auf diese Weise gelöst werden, und für solche sind Modelluntersuchungen eine geeignete Methode. Sowohl mechanische Modelle als auch elektrische Analoga kommen als Modelle in Betracht, wobei festzustellen ist, daß das elektrische Analogon normalerweise der analytischen Darstellung näher verwandt ist.

Analogrechner sind zur Untersuchung von dynamischen Problemen in Zusammenhang mit Erdbeben erfolgreich eingesetzt worden [41]. Störschwingungen können auf diese Weise bequem untersucht werden. Generatoren zur Erzeugung von Störschwingungen gehören zur Standardausrüstung, die zur Eingabe in den Rechner benutzt werden können.

In dynamischen Prüfungen können verschiedene Methoden angewandt werden, um Erderschütterungen zu simulieren [42]. Seit Jahren sind Rütteltische in Gebrauch, die nach Frequenz und Amplitude kontrollierte Sinusschwingungen ausführen. In anderen Fällen wurden Vibrationen erzeugt durch Stöße, die gedämpfte Sinusschwingungen einleiten, deren Frequenz von einem am Tisch befestigten Federnsystem abhängt.

Im Laboratório Nacional de Engenharia Civil sind Modellversuche hauptsächlich unter Verwendung von Störschwingungen seit 1960 durchgeführt worden [43, 44]. Bild 10 zeigt den Versuchsaufbau. Die auf das Modell ausgeübten Belastungen stellen in günstigem Maßstab die Erderschütterungen dar, und sowohl das Spektrum, das normalerweise als «white noise» von begrenzter Reichweite betrachtet wird, als auch die Dauer werden simuliert. Durch mehrere Prüfungen gelingt es, die maximalen mittleren Ansprechwerte zu bestimmen. Indem stufenweise die Leistungs-Spektraldichte erhöht wird, ist es möglich, das Verhalten im nichtlinearen Bereich sogar bis zum Bruch zu untersuchen. Modelluntersuchungen, bei denen Erschütterungen, die einem willkürlichen Rauschen entsprechen, benutzt wurden, wurden kürzlich auch in Japan durchgeführt [45, 46].

Bei diesen Versuchen wurden elektromagnetische Rüttler benutzt, die nur für Frequenzen bis 20 Hz geeignet sind. Automatisch geregelte hydraulische Pressen, die jetzt in einigen Ländern fabriziert werden, sind gut geeignet zur Durchführung von dynamischen Modelluntersuchungen. Mit diesen Pressen können Kräfte von der Größenordnung einiger hundert Tonnen aufgebracht werden, wobei diese Kräfte im Frequenzbereich bis 20 Hz regelbar sind [47]. Da in einigen Fällen die Kräfte nach jedem vorgegebenen Programm variiert werden können, ist es auch möglich, Störschwingungen zu erzeugen. Es ist zu erwarten, daß sich Systeme dieser Art für seismische Untersuchungen an Modellen als sehr nützlich erweisen werden.

3.6. Konstruktionsgrundlagen

Im allgemeinen schreiben die Bestimmungen über erdbebensichere Bauten [48] vor, daß seismische Koeffizienten auf das Gewicht der in unterschiedlicher Höhe befindlichen Massen angewendet werden, wodurch die Berechnung der Horizontalkräfte, für welche der Bau bemessen werden muß, ermöglicht wird. Auf diese Weise werden dynamische Erdbebenkräfte in gleichwertige statische Kräfte umgeformt.

Es ist ausgesprochen schwierig, die seismischen Koeffizienten so zu bestimmen, daß sie alle die in einer dynamischen Analyse ermittelten Daten enthalten. Wenngleich sehr angenähert, läßt die Bemessung auf der Grundlage von seismischen Koeffizienten doch einen Widerstand gegen horizontale Kräfte garantieren, der für die Praxis sehr wichtig ist.

In Anbetracht der Schwierigkeiten, die einer dynamischen Analyse entgegenstehen, kann die Angabe von seismischen Koeffizienten als günstig für den Bemessungsingenieur angesehen werden, hauptsächlich für die gängigen Bauten wie zum Beispiel normale Gebäude. Für Bauwerke wie Dämme, Hochbauten, große Brücken und Masten wird im allgemeinen die Durchführung einer vollständigen dynamischen Analyse erforderlich [49].

4. Andere Arten von dynamischen Belastungen

Die Zeit, die für dieses einleitende Referat zur Verfügung steht, erlaubt lediglich eine kurze Schilderung der wichtigsten dynamischen Belastungen.

Die folgenden Überlegungen sind nur gedacht als Einleitung und Anregung zur Diskussion über die dynamischen Belastungen neben denen, die auf Wind und Erdbeben zurückzuführen sind.

4.1. Belastungen durch Verkehr

Das Problem der dynamischen Belastung von Brücken durch Verkehr ist grundsätzlich verschieden je nachdem, ob es sich um Straßen- oder Eisenbahnbrücken handelt.

Bei Straßenbrücken wird in den Bestimmungen immer mehr zwischen Belastungen durch Verkehrsstauungen und durch außergewöhnlich schwere Fahrzeuge unterschieden [50]. Dazwischenliegende Zustände ergeben keine extremalen Bedingungen. Da Verkehrsstauungen als statische Belastungen angesehen werden können, braucht das dynamische Verhalten nur für außergewöhnlich schwere Fahrzeuge untersucht zu werden.

Bei Eisenbahnbrücken ist die Situation ganz anders. Die ständige Wiederholung der Belastung, häufig noch mit einer Spannungsumkehr verknüpft,

kann Ermüdungserscheinungen hervorrufen. Die Untersuchung des dynamischen Verhaltens hat hier überragende Bedeutung.

Eine weitere Variation der Verkehrsbelastung läßt sich auf landende Flugzeuge zurückführen.

Zur Verbesserung der heutigen Kenntnisse über Verkehrsbelastungen erscheint es richtig, die dynamischen Einflüsse in ihre deterministischen und stochastischen Teile zu zerlegen. Diese Teile können dann nach ihren spezifischen Theorien analysiert werden. Auf diesem Wege könnten genauere Bemessungsvorschriften als die heute üblichen entwickelt werden.

4.2. Belastung durch Maschinen

Dynamische Belastungen, die auf Maschinen zurückgehen, können im allgemeinen auf deterministischer Grundlage analysiert werden, indem sie periodischen Erschütterungen gleichgesetzt werden. In einigen Fällen können Sondermaschinen wie Kugelmühlen auch Störschwingungen erzeugen.

Jede Maschine hat ihre speziellen Vibrationsprobleme, und es ist schwierig, hier Material von allgemeinem Interesse vorzutragen. Einige Fachbücher [51, 52] enthalten wertvolle Angaben zu diesem Thema.

4.3. Belastungen durch Explosionen

Die allgemeine Bezeichnung «Explosion» bezieht sich sowohl auf Bodenerschütterungen wie auch auf durch künstliche Detonationen verursachte Luftdruckschwankungen.

Was die Bodenbewegungen anbelangt, können Explosionseffekte den seismischen Bewegungen gleichgesetzt werden. Die vorhandenen Aufzeichnungen zeigen, daß die Beschleunigungen ebenfalls als Störschwingungen angesehen werden können, aber die Dauer der Erschütterungen ist erheblich kürzer als die Dauer von Erdbeben [53]. Untersuchungen im Zusammenhang mit Sprengungen in Steinbrüchen bringen die Beschädigungen an Bauwerken und die Beschleunigungs- oder Geschwindigkeitsmaxima in Beziehung zu der Entfernung des Sprengzentrums und zur Ladung selbst.

Andere Untersuchungen behandeln unterirdische Kernexplosionen und analysieren die Aufzeichnungen im Sinne ihrer Leistungs-Spektraldichten [55].

Atmosphärische Druckwellen treten hauptsächlich bei der Explosion von Kernwaffen in der Atmosphäre auf. Die Druckwelle einer Explosion in Bodennähe besteht in einem starken Druckanstieg, gefolgt von einem Druckabfall, aus dem eine negative Druckhalbwelle resultiert [56]. Die Gestalt der Druckwelle ist definiert, somit können ihre Auswirkungen auf Bauwerke unter Anwendung der deterministischen Theorie der Vibrationen untersucht werden.

Der Belastungsgrad, der für die Bemessung in Ansatz gebracht werden soll, muß auf der Grundlage strategischer Überlegungen ermittelt werden, unter Berücksichtigung des erwünschten Schutzgrades.

Auch der Überschallknall kann als eine Art dynamische Belastung betrachtet werden.

5. Folgerungen

Dieses einleitende Referat soll hauptsächlich als Grundlage für die Diskussion während des Kongresses dienen. Deshalb enthalten diese Folgerungen Vorschläge zu Forschungsprojekten, über die eine Diskussion wünschenswert ist.

5.1. Die Notwendigkeit einer genauen Definition der auf ein Bauwerk wirkenden Belastungen wurde hervorgehoben. Diese Definition muß grundlegend sein und mit den fundierten allgemeinen Theorien übereinstimmen. Eine Diskussion über die günstigste Methode zur Erreichung dieses Zweckes ist erwünscht.

5.2. Neuere Fortschritte bezüglich unserer Kenntnisse über das dynamische Verhalten des Windes wurden beschrieben. Zur Erweiterung der vorhandenen Kenntnisse erscheint es wünschenswert:

5.2.1. Die Windturbulenz mit Hilfe geeigneter Anemometer systematisch aufzuzeichnen als Ergänzung zu den Aufzeichnungen der mittleren Windgeschwindigkeit.

5.2.2. Die Methoden zur Darstellung des Windes zu verbessern durch Anwendung von Geschwindigkeitsspektren, die als Funktion der geographischen Bedingungen und anderer wichtiger Parameter variieren.

5.2.3. Auf solider statistischer Grundlage die bei der Baukonstruktion anzuwendenden Geschwindigkeiten zu ermitteln.

5.2.4. Das dynamische Verhalten von Bauwerken zu untersuchen unter Berücksichtigung der eigentlichen Windturbulenz und der durch das Bauwerk selbst hervorgerufenen Turbulenz. Zu diesem Zweck erscheinen Modellversuche vielversprechend, die das Windgeschwindigkeitsprofil und die Turbulenzeffekte berücksichtigen.

5.2.5. Die Beobachtung wichtiger Bauwerke fortzusetzen, um mehr Material über ihr Verhalten unter Windeinflüssen zu erhalten.

5.2.6. In den Bauvorschriften nicht allein vereinfachte Angaben zur Konstruktion normaler Bauwerke niederzulegen, sondern auch Angaben von grundlegendem Wert, die zur Konstruktion wichtiger Bauwerke dienen können.

5.3. Zur Erzielung weiterer Fortschritte bei der Definition seismischer Belastungen erscheinen die folgenden Methoden vielversprechend:

5.3.1. Einrichtung weiterer Beschleunigungsaufnehmer für heftige Erdstöße und die Interpretation der erhaltenen Aufzeichnungen.

5.3.2. Definition der seismischen Belastungen durch die Spektraldichte der

Beschleunigung und die Berücksichtigung von Schwankungen der Spektren, die sich auf lokale Bedingungen zurückführen lassen.

5.3.3. Definition des seismischen Verhaltens eines Gebietes durch Angabe der Wahrscheinlichkeit, daß eine bestimmte Spektraldichte der Beschleunigung in dieser Gegend erreicht wird. Das seismische Verhalten der verschiedenen Regionen muß unter Verwendung aller geophysischen, geologischen und seismischen Angaben ermittelt werden und unter möglichst weitgehender Benutzung von quantitativen statistischen Kriterien.

5.3.4. Fortsetzung der auf der Theorie der Störschwingungen basierenden analytischen und experimentellen Untersuchungen, hauptsächlich um weitere Angaben über das Verhalten von linearen und nichtlinearen Systemen mit mehreren Freiheitsgraden zu erhalten.

5.3.5. Erweiterung der Meßeinrichtungen der Beschleunigungsaufnehmer für starke Erdstöße durch Installierung von Geräten, die auch die Beobachtung des Gebäudeverhaltens selbst gestatten. Nützliche Angaben können auch durch dynamische Prüfungen an existierenden Bauwerken erhalten werden, sogar bei Vibrationen kleiner Amplitude.

5.3.6. Sehr wünschenswert ist die Verbesserung der Bauvorschriften. Was den Wind anbetrifft, wäre es günstig, wenn die Bauvorschriften vereinfachte Regeln für die Konstruktion normaler Bauwerke enthielten sowie auch grundsätzliche Angaben, die bei Sonderuntersuchungen wichtiger Bauwerke anwendbar wären.

5.4. Der Diskussion über andere dynamische Belastungen als Wind- und Erdbebenbelastungen wird ebenfalls freier Raum gegeben. Unter anderem wurden Belastungen durch Verkehr, Maschinen und Explosionen erwähnt. Neue Angaben, die auf neuzeitlich-wissenschaftlicher Grundlage ermittelt wurden, können einen bedeutenden Beitrag zur Konstruktion von billigeren und sichereren Bauwerken leisten.

5.5. Zum Schluß muß die Bedeutung der internationalen Zusammenarbeit als starkes Instrument zur Beschleunigung des Fortschritts herausgestellt werden. Diese Zusammenarbeit könnte besonders nützlich sein bei der Aufstellung von Empfehlungen allgemeiner Art, auf denen regionale Vorschriften aufbauen können.

Verdankung der Mitarbeit

Die Mitarbeit der Herren JERVIS PEREIRA, MÁRIO CASTANHETA und ARTUR RAVARA, Spezialisten und Forschungsassistent an dem Laboratório Nacional de Engenharia Civil, wird dankbar anerkannt.

Leere Seite
Blank page
Page vide